



Esta obra está bajo una [Licencia Creative Commons Atribución-
NoComercial-Compartirigual 2.5 Perú](http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/).

Vea una copia de esta licencia en
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



Análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de cuatro pisos más azotea de albañilería confinada ubicado en el Jr. Santa Rosa S/N, distrito de la Banda de Shilcayo, provincia y departamento de San Martín

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Segundo Velayarce Llanos

ASESOR:

Ing. Santiago Chávez Cachay

Tarapoto – Perú

2019

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



Análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de cuatro pisos más azotea de albañilería confinada ubicado en el Jr. Santa Rosa S/N, distrito de la Banda de Shilcayo, provincia y departamento de San Martín

AUTOR:

Bach. Segundo Velayarce Llanos

Sustentado el día 16 de octubre del 2019 y aprobado ante el honorable jurado:

.....
Ing. Gilberto Aliaga Atalaya
Presidente

.....
Ing. Ernesto Eliseo García Ramírez
Secretario

.....
Ing. Ivan Gustavo Reategui Acedo
Miembro

.....
Ing. Santiago Chávez Cachay
Asesor

Declaratoria de autenticidad

Segundo Velayarce Llanos egresado de la Facultad de **Ingeniería Civil y Arquitectura**, en la Escuela profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Martín-Tarapoto, identificado con DNI N°43587507, con la tesis titulado: **“Análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de cuatro pisos más azotea de albañilería confinada ubicado en el Jr. Santa Rosa S/N, distrito de la Banda de Shilcayo, provincia y departamento de San Martín”**.

Declaro bajo juramento que:

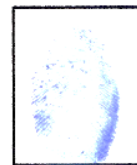
1. La tesis presentada es de mi autoría.
2. He respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni totalmente ni parcialmente.
3. La tesis no ha sido auto plagiada; es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presenten en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De considerar que el trabajo cuenta con una falta grave, con el hecho de contar con datos fraudulentos, demostrar indicios y plagio (al no citar la información con sus autores), plagio (al presentar información de otros trabajos como propios), falsificación (al presentar la información e ideas de otras personas de falsa), entre otros, asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 16 de octubre del 2019



.....
Segundo Velayarce Llanos
DNI N° 43587507



.....
Huella Digital

Declaración jurada

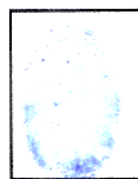
Yo, **Segundo Velayarce Llanos** identificado(a) con DNI N°43587507, domicilio legal Jr. Arica N°538, Barrio Huayco, a efecto de cumplir con las Disposiciones Vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, **DECLARO BAJO JURAMENTO**, que todos los documentos, datos e información de la presente tesis y/o Informe de Ingeniería, son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las Normas Académicas de la Universidad Nacional de San Martín-Tarapoto.

Tarapoto, 16 de octubre del 2019



.....
Segundo Velayarce Llanos
DNI N° 43587507



.....
Huella Digital

Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis.

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres: <i>Velayaca Ulanos Segundo</i>	
Código de alumno : <i>083469</i>	Teléfono: <i>975 460120</i>
Correo electrónico : <i>s.velayaca@gmail.com</i>	DNI: <i>43587507</i>

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de: <i>Ingeniería Civil y Arquitectura</i>
Escuela Profesional de: <i>Ingeniería Civil</i>

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	<input checked="" type="checkbox"/>	Trabajo de investigación	<input type="checkbox"/>
Trabajo de suficiencia profesional	<input type="checkbox"/>		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título: <i>Análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de cuatro pisos masonry de albañilería confinada ubicada en el Jr. Santa Rosa S/N, del distrito de La Banda de Shikayo, provincia y depto. San Martín</i>
Año de publicación: <i>2019</i>

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	<input checked="" type="checkbox"/>	Embargo	<input type="checkbox"/>
Acceso restringido **	<input type="checkbox"/>		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

--

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI **“Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA”.**

.....
Firma del Autor

8. Para ser llenado en la Oficina de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM – T.

Fecha de recepción del documento:

02 / 12 / 2019



.....
Firma del Responsable de Repositorio
Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso
Abierto de la UNSM – T.

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

** **Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

Dedicatoria

A MIS PADRES

Felizandro Velayarce Santillán y María Robertina Llanos Huamán por haberme dado la vida, el cuidado, protección y educación preocupándose siempre por lo mejor para mí.

A MIS HERMANOS

Pedro Abel Velayarce Llanos, Francisco Velayarce Llanos, Faustina Velayarce Llanos, Alejandrina Velayarce Llanos, Marina Velayarce Llanos, Gilmer Velayarce Llanos y Édison Velayarce llanos por su apoyo incondicional durante todo el tiempo de mi formación académica profesional.

A MIS HERMANOS EN CRISTO

Del grupo de oración “La Preciosa Sangre” de la Parroquia San Conrado, Urb. Pro, Los Olivos, Lima por su solidaridad, consuelos, oraciones y su apoyo espiritual en el momento más difícil de mi vida.

Agradecimiento

A La Preciosísima Sangre de Nuestro Señor Jesucristo por su gran misericordia que derramo en mí: liberándome, restaurándome y fortaleciéndome de los momentos más difícil de mi vida.

A Nuestra Madre Santísima Virgen María por su asistencia maternal en todo momento de mi vida.

A mis Padres y Hermanos por haberme apoyado y tenido paciencia durante el tiempo de mi formación académica y durante la realización de esta investigación.

A mi asesor, el Ing. Santiago Chávez Cachay por su gran apoyo, dedicando su tiempo y sus sabios conocimientos para la elaboración de mi proyecto y para la formación académica profesional.

A todos mis amigos que hicieron posible la realización de este proyecto y quedara siempre en mi recuerdo, muchas gracias por su apoyo incondicional y enseñanza.

Índice

Dedicatoria.....	vvi
Agradecimiento.....	vvii
Índice.....	viii
Índice de tablas.....	xii
Índice de figuras.....	xiv
Índice de planos.....	xvi
Resumen.....	xvii
Abstract.....	xviii
Introducción.....	1
CAPÍTULO I REVISIÓN BIBLIOGRÁFICAS.....	3
1.1 Antecedentes de la investigación.....	3
1.2 Bases teóricas.....	4
1.2.1 Riesgo sísmico.....	4
1.2.2 Peligro sísmico.....	4
1.2.3 Edificaciones de albañilería.....	5
1.2.4 Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).....	5
1.3 Definición de términos básicos.....	14
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO.....	17
2.1 Antecedentes, planteamiento, delimitación, formulación del problema a resolver.....	17
2.1.1 Antecedentes del problema.....	17
2.1.2 Planteamiento del problema.....	17
2.1.3 Delimitación del problema.....	18
2.1.4 Formulación del problema.....	18
2.2 Objetivos.....	18
2.2.1 Objetivo general.....	18
2.2.2 Objetivos Específicos.....	18
2.3 Justificación de la investigación.....	18
2.4 Delimitación de la investigación.....	19
2.5 Fundamento Teórico de la Investigación.....	19

2.5.1 Albañilería.....	19
2.5.2 Estructuración.....	21
2.5.3 Predimensionamiento.....	23
2.5.4 Sismo Moderado.....	25
2.5.5 Análisis por carga vertical.....	25
2.5.6 Análisis por carga horizontal (sismo).....	26
2.5.7 Idealización estructural.....	26
2.5.8 Metodología.....	27
2.5.9 Diseño de muros portantes de albañilería confinada.....	35
2.5.9 Diseño de muros no portantes.....	35
2.5.9 Marco histórico.....	45
2.6.1 Prehistoria.....	45
2.6.2 Roma.....	47
2.6.3 Del Siglo V al Siglo XIX.....	50
2.7 Hipótesis.....	52
CAPITULO III MATETARIAL Y MÉTODOS.....	53
3.1 Materiales.....	53
3.1.1 Recursos humanos.....	53
3.1.2 Recursos materiales y servicios.....	53
3.1.3 Recursos de equipos.....	53
3.2 Metodología de la investigación.....	53
3.2.1 Universo y/o Muestra.....	53
3.2.2 Sistemas de variables.....	53
3.2.3 Tipos y Nivel de la investigación.....	54
3.2.3.1 Diseño del método de la investigación.....	54
3.2.4 Diseño de instrumentos.....	54
3.2.4.1 Fuentes técnicas e instrumentos de selección de datos.....	55
3.2.5 Procesamiento de la Información.....	55
3.2.5.1 Descripción del proyecto.....	55
3.2.5.2 Normas empleadas.....	58
3.2.5.3 Cargas de diseño.....	58
3.2.5.4 Datos Generales.....	59

3.2.5.5 Propiedad de los materiales	60
3.2.5.6 Superestructura de muros portantes de albañilería confinada.	61
3.2.5.7 Predimensionamiento	61
3.2.5.7.1 Losas macizas	61
3.2.5.7.2 Viga chata.....	63
3.2.5.7.3 Vigas dinteles.....	63
3.2.5.7.4 Muros de albañilería	64
3.2.5.7.5 Escalera.....	66
3.2.5.7.6 Tanque elevado.....	67
3.2.5.8 Metrado de cargas.....	68
3.2.5.8.1 Pesos unitarios y cargas directas.....	68
3.2.5.8.2 Cargas directas.....	68
3.2.5.8.3 Cargas Indirectas	69
3.2.5.9 Alféizares y parapetos.....	70
3.2.5.10 Vigas dinteles.....	71
3.2.5.11 Escalera.....	72
3.2.5.12 Tanque elevado.....	73
3.2.5.13 Muros de albañilería	75
3.2.5.14 Análisis gravitacional	76
3.2.5.15 Análisis sísmico.....	79
3.2.5.15.1 Generalidades	79
3.2.5.15.2 Parámetros sísmicos.....	82
3.2.5.15.3 Peso de la edificación	83
3.2.5.15.4 Centro de masas y fuerzas de inercia.....	85
3.2.5.15.5 Determinación de las Fuerzas de Inercia (Fi).....	87
3.2.5.15.6 Verificación de distorsión inelástica y regularidad torsional.	90
3.2.5.16 Diseño de muros de albañilería.....	93
3.2.5.16.1 Verificaciones para el diseño.....	93
3.2.5.16.2 Diseño de muros agrietados.....	96

3.2.5.16.3 Diseño de muros no agrietados.....	99
3.2.5.17 Diseño de alféizares y parapetos.....	102
3.2.5.17.1 Diseño del alfeizar $h = 0.90$ m.....	102
3.2.5.17.2 Diseño del alfeizar $h = 2.20$ m.....	105
3.2.5.17.3 Diseño de parapeto $h = 1.10$ m en dirección X.....	109
3.2.5.17.4 Diseño de parapeto $h = 1.10$ m, Dirección Y.	113
3.2.5.18 Diseño de viga chata.....	117
3.2.5.19 Diseño de vigas dintel.....	122
3.2.15.20 Diseño de losas macizas	127
3.2.15.20.1 Diseño de losa piso típico y azotea.....	128
3.2.15.20.2 Diseño de losa de apoyo del tanque.....	133
3.2.15.21 Subestructura de losa de cimentación de concreto armado	138
3.2.15.22 Losa de cimentación	140
3.2.15.22.1 Dientes de confinamiento o vigas de cimentación.	163
3.2.15.23 Diseño de escalera	182
CAPITULO IV RESULTADO Y DISCUSIÓN	188
4.1 Superestructura de muros portantes de albañilería confinada.....	188
4.2 Subestructura de losa de cimentación con dientes de confinamiento.....	190
CONCLUSIONES.....	191
RECOMENDACIONES.....	192
REFERENCIAS BOBLIOGRAFICAS.....	193
ANEXOS.....	196

Índice de tablas

Tabla 1 : Clase de unidad de albañilería para fines estructurales.....	20
Tabla 2 : Resistencias características de la albañilería Mpa (kg/cm ²).....	21
Tabla 3 : Factores de zona “Z”.....	27
Tabla 4 : Categoría de las edificaciones y factor “U”.....	28
Tabla 5 : Factor de suelo “S”.....	29
Tabla 6 : Sistemas estructurales.....	30
Tabla 7 : Irregularidades estructurales en altura / Factor de irregularidad Ia.....	31
Tabla 8 : Irregularidades estructurales en planta / FACTOR de irregularidad Ip.....	32
Tabla 9 : Límites para la distribución del entrepiso.....	34
Tabla 10 : Fuerzas internas en columnas de confinamiento.....	39
Tabla 11 : Área de barras de acero corrugado comercial.....	42
Tabla 12 : Valores de C1.....	43
Tabla 13 : Valores del coeficiente de momentos “m” y dimensión crítica “a”.....	44
Tabla 14 : Densidad de muros portantes.....	65
Tabla 15 : Áreas tributarias.....	70
Tabla 16 : Metrado de cargas.....	71
Tabla 17 : Longitud de influencia.....	72
Tabla 18 : Cargas de gravedad – Pisto típico.....	75
Tabla 19 : Cargas de gravedad – Azotea.....	76
Tabla 20 : Diseño por carga de gravedad – Primer piso.....	77
Tabla 21 : Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal – 1er y 2do piso..	78
Tabla 22 : Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal – 3er.....	78
Tabla 23 : Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal – 4to.....	79
Tabla 24 : Peso de la edificación.....	84
Tabla 25 : Datos geométricos de la estructura.....	85
Tabla 26 : Cálculo del centro de masa – Piso típico.....	86
Tabla 27 : Cálculo del centro de masa – Azotea.....	87
Tabla 26 : Cálculo de las fuerzas inerciales (Fi).....	90
Tabla 29 : Derivas inelásticas, según el Artículo 5.5 de la NTE E.030-2018.....	91
Tabla 30 : Verificación de irregularidad torsional.....	92
Tabla 31 : Fuerzas internas Ve (kg) y Me (kg.m) por sismo moderado.....	93

Tabla 32 : Verificación de agrietamiento ante sismo moderado primer y segundo piso....	94
Tabla 33 : Verificación de agrietamiento ante sismo moderado tercer y cuarto piso.....	95
Tabla 34 : Fuerzas internas en columnas de confinamiento.....	98
Tabla 35 : Acero de refuerzo en columnas de confinamiento.....	98
Tabla 36 : Vigas de confinamiento (soleras).....	99
Tabla 37 : Fuerzas internas en columnas de confinamiento.....	100
Tabla 38 : Acero de refuerzo en columnas de confinamiento.....	100
Tabla 39 : Vigas de confinamiento (soleras).....	100
Tabla 40 : Longitud y ubicación de las vigas dintel.....	123
Tabla 41 : Coeficientes para momentos negativos.....	128
Tabla 42 : Coeficientes para momentos positivos debidos a la carga muerta.....	129
Tabla 43 : Coeficientes para momentos positivos debidos a la carga viva.....	130
Tabla 44 : Coeficientes para momentos negativos.....	134
Tabla 45 : Coeficientes para momentos positivos debidos a la carga muerta.....	135
Tabla 46 : Coeficientes para momentos positivos debidos a la carga viva.....	135
Tabla 47 : Dimensionamiento de cimiento corrido.....	139
Tabla 48 : Coordenadas geométricas de los muros portantes y cargas actuantes.....	143
Tabla 49 : Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.....	144
Tabla 50 : Presiones actuantes en cada punto de estudio.....	147

Índice de figuras

Figura 1 : Cargas muertas y vivas en estructuras de edificaciones.....	6
Figura 2 : Zonas sísmicas según la NTP E.030 2018.	8
Figura 3 : Ladrillo King Kong 18 huecos (Fuente: Internet).....	20
Figura 4 : Ollantaytambo. Cusco, Perú (siglo XIV).	46
Figura 5 : Casa Atavillo de dos niveles con muros de sección variable y ménsulas.....	47
Figura 6 : Vista interior de vivienda Atavillo.....	47
Figura 7 : Edificio multifamiliar Yarovilca.....	47
Figura 8 : Muros romanos.	49
Figura 9 : Panteón Sección y planta.	50
Figura 10 : Vista aérea del Panteón en Roma.....	50
Figura 11 : Minarete (siglo IX) de sesenta metros de altura en la Gran Mezquita.....	51
Figura 12 : Máquina de Clayton (año 1863) para el proceso de extracción.....	52
Figura 13 : Vista en planta de la arquitectura general del Proyecto	56
Figura 14 : Distribución arquitectónica en planta del área techada del proyecto.....	56
Figura 15 : Designación definida de muros de albañilería.....	57
Figura 16 : Esquema Estructuración en planta.	61
Figura 17 : Elevación y planta de escalera	66
Figura 18 : Tanque de polietileno Rotoplas.....	67
Figura 19 : Secciones verticales típicas	69
Figura 20 : Áreas tributarias	70
Figura 21 : Longitudes tributarias	71
Figura 22 : Cargas provenientes de la escalera en piso típico.....	72
Figura 23 : Losa de apoyo y tanque de polietileno.....	74
Figura 24 : Aporte de rigidez de muros transversales en Dirección “X”	81
Figura 25 : Aporte de rigidez de muros transversales en Dirección “Y”.	81
Figura 26 : Vista elevación de fachada Eje “X”	82
Figura 27 : Vista elevación lateral Eje “Y”.	82
Figura 28 : Fuerzas internas producidas en el dintel por sismo y detalle constructivo.	122
Figura 29 : Planta de los paños de losa maciza según casos	128
Figura 30 : Planta de paño de losa maciza según caso.	133
Figura 31 : Cimentación con cimiento corrido.....	139

Figura 32 : Configuración de cimiento corrido. Área = 51.11 m ²	140
Figura 33 : Requerimientos mínimos de sección y refuerzo de losas de cimentaciones...	142

Índice de planos

Plano de Ubicación.....	PU-01
Plano de Planta general.....	A-01
Plano de Arquitectura - Plantas típicas.....	A-02
Plano de Arquitectura - Plantas azotea.....	A-03
Plano de Arquitectura - Cortes.....	A-04
Plano de Arquitectura - Corte - Elevación.....	A-05
Plano de Arquitectura - Elevaciones	A-06
Plano de Estructuras - Vigas de cimentacion.....	E-01
Plano de Estructuras - Losa de cimentacion.....	E-02
Plano de Estructuras - Muros de albañileria.....	E-03
Plano de Estructuras - Losas macizas y detalles.....	E-04

Resumen

En nuestra región y en todo el país existe mucha informalidad en la ejecución de viviendas de albañilería confinada, esto en su mayoría se debe a un mal diseño estructural y falta de criterio de los constructores por ello este trabajo pretende hacer un diseño tal que sirva a futuros profesionales como referencia en el desarrollo de proyectos de este tipo.

En este trabajo se resolverá el problema aplicando la mejor manera de realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de albañilería confinada tal que sea óptimo y económico de acuerdo los lineamientos de la Norma Técnica de Edificaciones E.070 conjuntamente con las demás normas vigentes de estructuras. Para el análisis del edificio que se diseñó se siguió una metodología que comienza con la estructuración donde se buscó una distribución para asegurar una rigidez adecuada en ambas direcciones para controlar los desplazamientos laterales y evitar problemas de torsión, junto con el uso de dinteles y vigas en el área correspondiente a la escalera.

Una vez que se definió lo anterior, los elementos estructurales principales (losas sólidas, vigas, columnas, muros de mampostería) fueron predimensionados, siguiendo los criterios y recomendaciones de los libros de diseño estructural utilizados en esta tesis y la Norma E.070 de Albañilería. Luego, se llevó a cabo la medición de carga vertical para el análisis sísmico, cumpliendo con las estipulaciones de los estándares E.020 y E.030 de Cargas y de Diseño de Terremoto Resistente, respectivamente.

Una vez obtenida el peso total de la edificación se calculará la fuerza sísmica en la base del edificio. La fuerza sísmica está en función del peso del edificio. La fuerza sísmica no se concentra en un solo punto sino se distribuye en relación a los niveles de edificio, en nuestro caso 04 niveles. En cada nivel, la fuerza sísmica se reparte en los elementos estructurales de la superestructura. Después se diseñará los muros portantes de albañilería de acuerdo a la Norma E.070 y los demás elementos estructurales se diseñaron de acuerdo con el Estándar E.060 Armado, finalmente se diseñará la cimentación teniendo en cuenta la Norma E.050 de suelos y cimentaciones.

Palabras clave: Estructuración, predimensionamiento, modelo estructural, análisis estructural, dimensionamiento estructural.

Abstract

In our region and throughout the country there is much informality in the execution of houses of confined masonry, this is mostly due to a poor structural design and lack of criteria of the builders therefore this work aims to make a design that serves future professionals as a reference in the development of projects of this type. In this work, the problem will be solved by applying the best way to perform the analysis and structural design of a confined masonry building that is optimal and economical according to the guidelines of the Technical Standard of Buildings E.070 in conjunction with the other current standards of structures.

For the analysis of the building that was designed followed a methodology that begins with the structuring where a distribution was sought to ensure adequate rigidity in both directions to control lateral displacements and avoid twisting problems, together with the use of lintels and beams in the area corresponding to the staircase.

Once the above was defined, the main structural elements (solid slabs, beams, columns, masonry walls) were pre-dimensioned, following the criteria and recommendations of the structural design books used in this thesis and Standard E.070 of Masonry. Then, the vertical load measurement for the seismic analysis was carried out, complying with the stipulations of the E.020 and E.030 standards of Loads and of Resistant Earthquake Design, respectively. Once the total weight of the building is obtained, the seismic force at the base of the building will be calculated. The seismic force is a function of the building's purpose. The seismic force is not concentrated in a single point but is distributed in relation to the building levels, in our case 04 levels. In each level, the seismic force is distributed in the structural elements of the superstructure.

After designing the masonry bearing walls according to Standard E.070 and other structural elements were designed in accordance with the Standard E.060 Armed, finally the foundation will be designed taking into account the E.050 Standard of soils and foundations.

Keywords: Structuring, predimensioning, structural model, structural analysis, structural dimensioning.



Introducción

El Perú por su ubicación geográfica, al encontrarse en la zona del Cinturón de Fuego, constituye un país altamente sísmico, y ello lo demuestra los diferentes sismos ocurridos a lo largo de nuestra historia. Sismos de mediana a gran intensidad, los cuales causaron graves daños en nuestra infraestructura e incluso en algunos casos se llegó a la condición de colapso total.

En nuestra región y en todo el país existe mucha informalidad en la ejecución de viviendas de albañilería confinada, esto en su mayoría se debe a un mal diseño estructural y falta de criterio de los constructores por ello este trabajo pretende hacer un diseño tal que sirva a futuros profesionales como referencia en el desarrollo de proyectos de este tipo.

En este trabajo se resolverá el problema planteado: ¿De qué manera se podrá realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de albañilería confinada tal que sea óptimo y económico de acuerdo a las normas vigentes? tal solución se dará usando las normas de diseño estructural del Reglamento Nacional de Edificaciones y con los criterios y experiencia de los profesionales especialistas en diseño estructural de edificios de albañilería plasmada en sus textos.

El objetivo de esta tesis es el análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de cuatro pisos más azotea de albañilería confinada, ubicado en el distrito de la Banda de Shilcayo, Provincia y Departamento de San Martín. Este proyecto se ha desarrollado utilizando sistemas de construcción en Perú: muros de mampostería confinada y elementos de hormigón armado.

El objeto del presente trabajo es la informalidad de la construcción en nuestro país siendo el más del 43% construcciones de albañilería confinada el mismo que la mayoría de edificios son construidos sin un personal profesional que les brinde un buen diseño y proceso constructivo.

La propuesta que planteamos en este trabajo para hacer frente a tal situación en las construcciones actuales es fomentar el adecuado análisis y diseño de estructuras de albañilería confinada según los lineamientos principalmente de la Norma E.070 que corresponde a estructuras de albañilería con este procedimiento planteamos que sirva de referencia para futuros proyectos de esta tipa.

Seguidamente se hizo la distribución arquitectónica en planta respetando las dimensiones mínimas de los ambientes, ubicación de los mismos, así como condiciones adecuadas de iluminación. Cabe mencionar que se usó la metodología empleada en el libro “Construcciones de albañilería” del autor Ángel San Bartolomé. El esquema capitular de la presente tesis está definido por capítulos. El Capítulo I menciona las referencias bibliográficas de la investigación en las cuales están los antecedentes de la investigación, bases teóricas y definición de términos básicos. El Capítulo II menciona el marco teórico en la cuales están los antecedentes, planteamiento, delimitación y formulación de problema, objetivos, justificación, delimitación, fundamento teórico e hipótesis de la investigación. El Capítulo III menciona los materiales y métodos en la cuales están materiales y metodología de la investigación. El Capítulo IV menciona los resultados y discusión del diseño estructural de los muros portantes y la cimentación. El Capítulo V menciona las conclusiones y recomendaciones.

La hipótesis a demostrar es diseñar un edificio de albañilería tal que el resultado sea óptimo y económico que cumpla con los requerimientos mínimos de rigidez y resistencia según normas vigentes del Reglamento Nacional de Edificaciones como se describe a continuación: Norma Técnica E.070 Albañilería, publicada el año 2006, Norma Técnica E.060 Concreto Armado, publicada el año 2009, Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente, publicada el año 2018, Norma Técnica E.020 Cargas, publicada el año 2006.

CAPÍTULO I

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICAS

1.1 Antecedentes de la investigación

- HERNADEZ PINEDO, Luis Miguel, “Diseño estructural de vivienda de albañilería confinada”, Tesis para obtener el título de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima, Perú 2012. Conclusión relevante: La cultura de construcción informal que nos rodea actualmente, tiende a levantar alféizares y tabiques de albañilería sin elementos de arriostre (columnetas y vigas soleras). Al realizar el cálculo de diseño por carga sísmica perpendicular al plano en esta tesis, se comprueba la importancia del arriostramiento como fuente vital de la resistencia de estos elementos.
- GAMARRA CASTAÑEDA, Roció del Carmen, “Software para el diseño estructural de albañilería con fuerzas perpendiculares al muro”, Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil, Universidad de Piura, Facultad de ingeniería. Piura, Perú 2001. Conclusión relevante: La principal bondad del software es ayudar a realizar la etapa de diseño más rápido. El programa de ayuda para el diseño contiene ventanas y gráficos que lo hacen atractivo y fácil de usar, permitiendo al usuario una mayor comprensión de los resultados. Las ventanas permiten que el usuario conozca rápidamente los datos a ingresar y lo guían paso a paso a lo largo del diseño.
- SANTANA TAPIA, Ronald Daniel, “Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada”, Tesis para obtener el grado de maestro en ciencias con mención en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil. Lima, Perú 2012. Conclusión relevante: Del resultado del análisis no lineal dinámico IDA podemos concluir que para el diseño de la edificación con las normas peruanas E-070 y E-030 no cumple los Objetivos de Desempeño. Además, se ha demostrado que existe una relación directa entre la densidad de muros y el desarrollo de ductilidad de la estructura.
- FARFAN NAVARRO, Jorge Antonio, “Análisis y diseño sismoresistente de una edificación de albañilería confinada ubicada en la ciudad de Tarapoto empleando el programa SAP200”, Tesis para obtener el título de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de San Martín, Facultad de Ingeniería Civil, Tarapoto, Perú 2006. Conclusión relevante: Los cortantes obtenidos en el programa SAP2000 para cada uno de los muros es directamente proporcionales a su rigidez, cuanto mayor rigidez posee un muro mayor cortante absorberá.

- SIANCAS CHAVARRIA, Reymundo y MANRIQUE GUILLEN, Alan, “Arriostamiento de parapetos de albañilería existente en fachadas de edificios”, Tesis para obtener el título de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima, Perú 2013. Conclusión relevante: Los arriostres en base a columnas de concreto con refuerzo vertical anclado químicamente mediante resina epoxica fueron fáciles de construir, y el que fue utilizado en el parapeto M1 (una sola varilla anclada en una perforación, sin estribos) fue el más sencillo y el que proporciono la mayor resistencia a carga sísmica perpendicular al plano del parapeto.

1.2 Bases teóricas

1.2.1 Riesgo sísmico

El riesgo sísmico es el grado de destructividad de los sismos, depende de dos factores: La violencia de las sacudidas sísmicas o intensidad, que representa el peligro sísmico, y las características sismorresistentes de las construcciones, es decir la vulnerabilidad. (Kuriowa, 2002).

Riesgo Sísmico el grado de pérdida, destrucción o daño esperado debido a la ocurrencia de un determinado evento. Está relacionado con la probabilidad que se presenten o excedan ciertas consecuencias económicas, o sociales, lo cual está vinculado estrechamente con el grado de exposición, es decir, con la predisposición a ser afectado por el evento sísmico. (UNDRO, 1979)

1.2.2 Peligro sísmico

Peligro Sísmico, es la probabilidad de que se presente un evento potencialmente desastroso, durante un cierto periodo de tiempo dado y en un cierto lugar. Representa un factor de riesgo externo al elemento expuesto, un peligro latente natural asociado al fenómeno sísmico, capaz de producir efectos adversos en la población y/o en el medio que lo rodea. (UNDRO, 1979) Es el grado de exposición de un lugar o emplazamiento a los fenómenos naturales, sismos, inundaciones, dentro de un periodo determinado, independientemente de lo que se construya sobre dicha ubicación. (Koriwa, 2002)

El peligro sísmico podría definirse de manera probabilista, como la probabilidad de ocurrencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de un área dada, de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad determinada. (Barbat, 2005).

1.2.3 Edificaciones de albañilería

Se llama albañilería a una estructura construida sobre la base del empleo de ladrillos de cerámica, bloques de cemento, piedra o algún otro elemento de forma sami irregular los cuales están unidos entre sí por una capa de mortero.

1.2.4 Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)

SENCICO Tiene a su cargo la elaboración de las Normas Técnicas de Edificación del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y la evaluación para la aprobación de los Sistemas Constructivos No Convencionales.

Las Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones se elaboran a través de Comités Técnicos Especializados, conformados por representantes de diversas instituciones involucradas en el tema materia de la norma en cuestión. Prioritariamente forman parte de estos comités, representantes de las universidades, institutos de investigación y consultores de reconocido prestigio en el país.

El Comité Técnico especializado es el encargado de elaborar el Proyecto de propuesta de las Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones, que posteriormente es sometida a discusión pública y, finalmente, aprobada por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

Norma Técnica E.020 Cargas (El Peruano, 23 de mayo del 2006)

Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su Norma de diseño específica. En ningún caso las cargas empleadas en el diseño serán menores que los valores mínimos establecidos en esta Norma. Las cargas mínimas establecidas en esta Norma están dadas en condiciones de servicio. Esta Norma se complementa con la NTE E.030 Diseño Sismorresistente y con las Normas propias de diseño de los diversos materiales estructurales.

Definiciones

- Carga: Fuerza u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos.

- Carga Muerta: Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo.

- Carga Viva: Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.

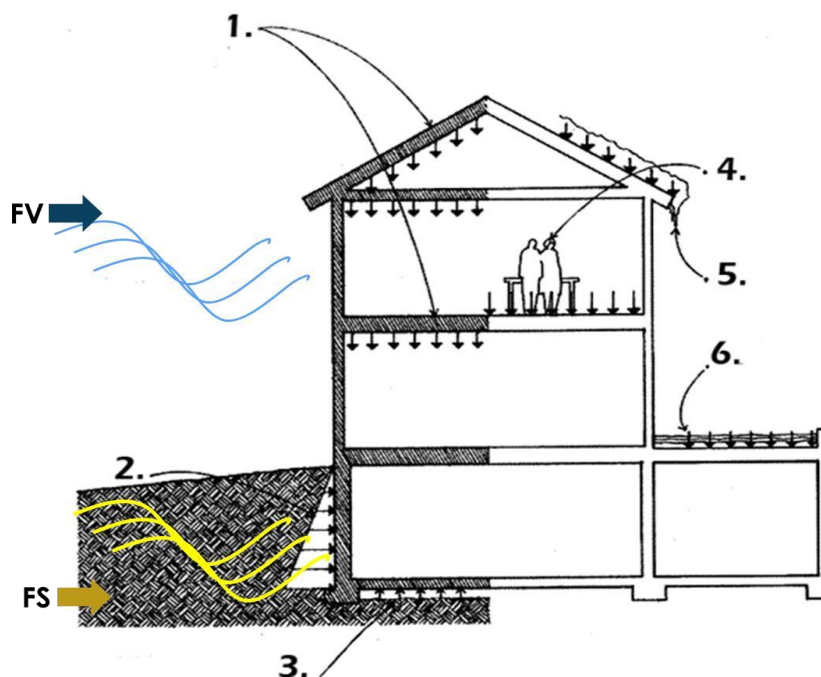


Figura 1: Cargas muertas y vivas en estructuras de edificaciones (Fuente: Internet).

- 1) Carga muerta por peso propio
- 2) Carga muerta lateral del suelo
- 3) Carga muerta vertical del suelo
- 4) Carga viva
- 5) Carga muerta sobre la estructura
- 6) Carga muerta por el agua.

Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (El Peruano, 22 de octubre del 2018)

Esta Norma establece las condiciones mínimas para el Diseño Sismorresistente de las edificaciones.

Mientras no se cuente con normas nacionales específicas para estructuras tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, túneles y todas aquellas cuyo comportamiento sísmico difiera del de las edificaciones, se

debe utilizar los valores Z y S del Capítulo II amplificados de acuerdo a la importancia de la estructura considerando la práctica internacional.

Ámbito de Aplicación

Es de aplicación obligatoria a nivel nacional.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las estructuras que resulten dañadas por la acción de los sismos.

Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente

La filosofía del Diseño Sismorresistente consiste en:

- a) Evitar pérdida de vidas humanas.
- b) Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c) Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía, se establecen en la presente Norma los siguientes principios:

- a) La estructura no deberla colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podrá presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- b) La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- c) Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla N^o 5, se deberte tener consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo

Aprobación de otros sistemas estructurales

El empleo de sistemas estructurales diferentes a los indicados en el artículo 16, es aprobado por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, mediante un estudio que demuestre que la alternativa propuesta produce adecuados resultados de rigidez, resistencia sísmica y ductilidad.

Además de lo indicado en esta Norma, se debe tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico: tsunamis, fuego, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros.



Figura 2: Zonas sísmicas según la NTP E.030 2018.

La presente norma de sismo resistencia E030 nos brinda los parámetros mínimos al momento de edificar una construcción, los factores a tomar en cuenta y las condiciones pertinentes para que la edificación no sufra daños y esté preparado ante un movimiento telúrico.

Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones (3 de diciembre de 2018)

El objeto de esta Norma es establecer los requisitos mínimos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS), con fines de cimentación de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Los EMS se ejecutan con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y para promover la utilización racional de los recursos.

Finalidad

- Asegurar la continuidad de los servicios básicos y edificaciones esenciales según lo establecido en la Norma E.030.
- Minimizar los daños al proyecto y estructuras o vías colindantes Artículo 3. **Ámbito de aplicación** El ámbito de aplicación de la presente Norma comprende todo el territorio nacional, en concordancia a lo establecido en la norma G.010 Consideraciones Básicas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).
- **Consideraciones generales** En concordancia con la finalidad de la presente norma, se establecen las siguientes consideraciones respecto al comportamiento del suelo o roca:
 - En el caso de cimentaciones debe tomar en cuenta las cargas generadas por las estructuras que se proyecte edificar (materia del EMS), los sismos u otras solicitaciones (viento, agua, etc.) de tal manera que las deformaciones que se generen en el suelo o roca causen una distorsión angular menor que la permitida por la presente norma y produzcan presiones menores que las admisibles (considerando el estado límite del suelo y el Factor de Seguridad correspondiente).
 - En el caso de excavaciones o cortes del terreno el diseño del sistema de sostenimiento debe tomar en cuenta además del procedimiento constructivo, todas las solicitaciones actuantes en el talud a contener (sismos, sobrecargas, efectos generados por el flujo de agua, etc.). Asimismo, el diseño debe garantizar la estabilidad global de la excavación contemplando los factores de seguridad establecidos en la presente norma. Se debe minimizar el efecto de la excavación en las estructuras y vías contiguas colindantes con el perímetro del terreno en el que se edifica la obra motivo del EMS, garantizando que los esfuerzos y deformaciones que se producen en el suelo o roca a sostener cumplan con lo establecido en el numeral

Las exigencias de esta Norma se consideran mínimas.

La presente Norma no toma en cuenta los efectos de los fenómenos de geodinámica externa y no se aplica en los casos que haya evidencia y presunción de la existencia de ruinas arqueológicas; galerías u oquedades subterráneas de origen natural o artificial. En ambos casos deben efectuarse estudios específicamente orientados a confirmar y solucionar dichos problemas por un profesional competente de especialidad diferente del PR, pudiendo ser arqueólogo o geólogo.

Norma Técnica E.060 Concreto Armado (El Peruano, 2009)

- Esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, preesforzado y simple.
- Los planos y las especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta Norma.
- Lo establecido en esta Norma tiene prioridad cuando está en discrepancia con otras normas a las que ella hace referencia.
- Para estructuras especiales tales como arcos, tanques, reservorios, depósitos, silos, chimeneas y estructuras resistentes a explosiones, las disposiciones de esta Norma regirán en lo que sean aplicables.
- Esta Norma no controla el diseño e instalación de las porciones de pilotes de concreto, pilas excavadas y cajones de cimentación que quedan enterrados en el suelo, excepto en lo dispuesto en el Capítulo 21.
- Esta Norma no rige el diseño y la construcción de losas apoyadas en el suelo, a menos que la losa transmita cargas verticales o laterales desde otras partes de la estructura al suelo.
- El diseño y construcción de losas de concreto estructural, vaciadas sobre moldes permanentes de acero consideradas como no compuestas, están regidos por esta Norma.
- Esta Norma no rige para el diseño de losas de concreto estructural vaciadas sobre moldes permanentes de acero consideradas como compuestas. El concreto usado en la construcción de tales losas debe estar regido por los Capítulos 1 a 7 de esta Norma, en lo que sea aplicable.

Proyecto, ejecución e inspección de la obra

- Todas las etapas del proyecto estructural, construcción, supervisión e inspección de la obra deberán ser realizadas por personal profesional y técnico calificado.
- Los cálculos, planos, detalles y especificaciones técnicas deberán llevar la firma de un Ingeniero Civil Colegiado, el cual será el único autorizado a aprobar cualquier modificación a los mismos.
- La construcción deberá ser ejecutada e inspeccionada por ingenieros civiles colegiados, los cuales serán responsables del cumplimiento de lo indicado en los planos y especificaciones técnicas.

Proyecto

- La concepción estructural deberá hacerse de acuerdo a los criterios de estructuración indicados en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.
- La determinación de las cargas actuantes se hará de acuerdo a lo indicado en la NTE E.020 Cargas y en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.
- El Ingeniero Proyectista podrá elegir los procedimientos de análisis. El diseño de la estructura deberá cumplir con los requerimientos de esta Norma.
- Los planos del proyecto estructural deberán contener como mínimo la siguiente información:
 - a) Relación de las Normas empleadas en el diseño.
 - b) Carga viva y otras cargas utilizadas en el diseño. De ser el caso, la carga correspondiente a la tabiquería móvil.
 - c) Resistencia especificada a la compresión del concreto. De ser el caso, se precisarán las resistencias a edades específicas.
 - d) Resistencia especificada o tipo de acero del refuerzo.
 - e) Tamaño, localización y refuerzo de todos los elementos estructurales.
 - f) Detalles de anclajes y empalmes del refuerzo.
 - g) Ubicación y detallado de todas las juntas de separación con edificaciones vecinas. De ser el caso, se indicarán los detalles y las ubicaciones de las juntas de contracción o expansión.
 - h) Características de la albañilería, mortero y los detalles de refuerzo de acuerdo a la NTE E.070 Albañilería. De ser el caso, detalles de unión o separación de los muros o tabiques de albañilería.
 - i) Magnitud y localización de las fuerzas de preesforzado.
 - j) Resistencia mínima a compresión del concreto en el momento de aplicación del postensado.
 - k) Secuencia de aplicación de las fuerzas en los tendones de postensado.

Ejecución de la obra

- Para la ejecución de la obra, el Constructor designará al Ingeniero Civil Colegiado que actuará como Ingeniero Residente de la Obra y que lo representará en ella.
- El Constructor ejecutará los trabajos requeridos en la obra de acuerdo a lo indicado en la presente Norma, los planos y las especificaciones técnicas.

- Las ocurrencias técnicas de la obra se registrarán en el Cuaderno de Obra, de acuerdo a lo indicado en 1.2.4.4.

Supervisión

- La Supervisión será seleccionada por el propietario para representarlo ante el Constructor.
- La Supervisión tendrá el derecho y la obligación de hacer cumplir la presente Norma, los planos y las especificaciones técnicas.
- El Constructor proporcionará a la supervisión todas las facilidades que requiera en la obra para el cumplimiento de sus obligaciones.
- La Supervisión llevará el control del Cuaderno de Obra, en el cual registrará las ocurrencias técnicas. En lo correspondiente a los elementos de concreto armado, los registros de supervisión deben incluir como mínimo:
 - a) Calidad y dosificación de los materiales del concreto y la resistencia del concreto.
 - b) Colocación y remoción de encofrado y apuntalamientos.
 - c) Colocación del refuerzo y anclajes.
 - d) Mezclado, ubicación de las tandas de concreto en la estructura y procedimientos de colocación y curado del concreto.
 - e) Secuencia de montaje y conexión de elementos prefabricados.
 - f) Tensado de los tendones del preesforzado.
 - g) Cargas de construcción significativa aplicada sobre pisos, muros u otros elementos terminados.
 - h) Avance general de la obra.
 - i) Cuando la temperatura ambiente sea menor que 5° C o mayor que 35° C, debe llevarse un registro de las temperaturas del concreto y de la protección dada al concreto durante su colocación y curado.

Sistemas no convencionales

- Los promotores de cualquier sistema de construcción dentro del alcance de esta Norma, cuya idoneidad ha sido demostrada por el éxito en su empleo o por medio de análisis o ensayos, pero que no cumple con las disposiciones de este Norma o no esté explícitamente tratado en ella, deberán presentar los estudios en los que se basa su diseño al Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, SENCICO, el cual luego de la evaluación pertinente, propondrá al Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento su aprobación.

Norma Técnica e.070 Albañilería (El Peruano, martes 23 de mayo de 2006)

- Esta Norma establece los requisitos y las exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la inspección de las edificaciones de albañilería estructuradas principalmente por muros confinados y por muros armados.
- Para estructuras especiales de albañilería, tales como arcos, chimeneas, muros de contención y reservorios, las exigencias de esta Norma serán satisfechas en la medida que sean aplicables.
- Los sistemas de albañilería que estén fuera del alcance de esta Norma, deberán ser aprobados mediante Resolución del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento luego de ser evaluados por SENCICO.

Requisitos generales

- Las construcciones de albañilería serán diseñadas por métodos racionales basados en los principios establecidos por la mecánica y la resistencia de materiales. Al determinarse los esfuerzos en la albañilería se tendrá en cuenta los efectos producidos por las cargas muertas, cargas vivas, sismos, vientos, excentricidades de las cargas, torsiones, cambios de temperatura, asentamientos diferenciales, etc. El análisis sísmico contemplará lo estipulado en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente, así como las especificaciones de la presente Norma.
- Los elementos de concreto armado y de concreto ciclópeo satisfarán los requisitos de la Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado, en lo que sea aplicable.
- Las dimensiones y requisitos que se estipulan en esta Norma tienen el carácter de mínimos y no eximen de manera alguna del análisis, cálculo y diseño correspondiente, que serán los que deben definir las dimensiones y requisitos a usarse de acuerdo con la función real de los elementos y de la construcción.
- Los planos y especificaciones indicarán las dimensiones y ubicación de todos los elementos estructurales, del acero de refuerzo, de las instalaciones sanitarias y eléctricas en los muros; las precauciones para tener en cuenta la variación de las dimensiones producidas por deformaciones diferidas, contracciones, cambios de temperatura y asentamientos diferenciales; las características de la unidad de albañilería, del mortero, de la albañilería, del concreto, del acero de refuerzo y de todo otro material requerido; las cargas que definen

el empleo de la edificación; las juntas de separación sísmica; y, toda otra información para la correcta construcción y posterior utilización de la obra.

- Las construcciones de albañilería podrán clasificarse como «tipo resistente al fuego» siempre y cuando todos los elementos que la conforman cumplan los requisitos de esta Norma, asegurando una resistencia al fuego mínima de cuatro horas para los muros portantes y los muros perimetrales de cierre, y de dos horas para la tabiquería.
- Los tubos para instalaciones secas: eléctricas, telefónicas, etc. sólo se alojarán en los muros cuando los tubos correspondientes tengan como diámetro máximo 55 mm. En estos casos, la colocación de los tubos en los muros se hará en cavidades dejadas durante la construcción de la albañilería que luego se rellenarán con concreto, o en los alvéolos de la unidad de albañilería. En todo caso, los recorridos de las instalaciones serán siempre verticales y por ningún motivo se picará o se recortará el muro para alojarlas.
- Los tubos para instalaciones sanitarias y los tubos con diámetros mayores que 55 mm, tendrán recorridos fuera de los muros portantes o en falsas columnas y se alojarán en ductos especiales, o en muros no portantes.
- Como refuerzo estructural se utilizará barras de acero que presenten comportamiento dúctil con una elongación mínima de 9%. Las cuantías de refuerzo que se presentan en esta Norma están asociadas a un esfuerzo de fluencia $f_y = 421 \text{ MPa}$ (4200 kg/cm^2), para otras situaciones se multiplicara la cuantía específica por $412/f_y$ (en MPa) ó $4200/f_y$ (en kg/cm^2).
- Los criterios considerados para la estructuración deberán ser detallados en una memoria descriptiva estructural tomando en cuenta las especificaciones del Capítulo 6.

1.3 Definición de términos básicos

- Albañilería o Mampostería. - Material estructural compuesto por «unidades de albañilería» asentadas con mortero o por «unidades de albañilería» apiladas, en cuyo caso son integradas con concreto líquido.
- Albañilería Confinada. - Albañilería reforzada con elementos de concreto armado en todo su perímetro, vaciado posteriormente a la construcción de la albañilería. La cimentación de concreto se considerará como confinamiento horizontal para los muros del primer nivel.
- Albañilería No Reforzada. - Albañilería sin refuerzo (Albañilería Simple) o con refuerzo que no cumple con los requisitos mínimos de esta Norma.
- Albañilería Reforzada o Albañilería Estructural. - Albañilería armada o confinada, cuyo refuerzo cumple con las exigencias de esta Norma.

- **Altura Efectiva.** - Distancia libre vertical que existe entre elementos horizontales de arriostre. Para los muros que carecen de arriostres en su parte superior, la altura efectiva se considerará como el doble de su altura real.
- **Arriostre.** - Elemento de refuerzo (horizontal o vertical) o muro transversal que cumple la función de proveer estabilidad y resistencia a los muros portantes y no portantes sujetos a cargas perpendiculares a su plano.
- **Borde Libre.** - Extremo horizontal o vertical no arriestrado de un muro.
- **Confinamiento.** - Conjunto de elementos de concreto armado, horizontales y verticales, cuya función es la de proveer ductilidad a un muro portante.
- **Construcciones de Albañilería.** - Edificaciones cuya estructura está constituida predominantemente por muros portantes de albañilería.
- **Espesor Efectivo.** - Es igual al espesor del muro sin tarrajeo u otros revestimientos descontando la profundidad de bruñas u otras indentaciones. Para el caso de los muros de albañilería armada parcialmente rellenos de concreto líquido, el espesor efectivo es igual al área neta de la sección transversal dividida entre la longitud del muro.
- **Muro Arriestrado.** - Muro provisto de elementos de arriostre.
- **Muro de Arriostre.** - Muro portante transversal al muro al que provee estabilidad y resistencia lateral.
- **Muro No Portante.** - Muro diseñado y construido en forma tal que sólo lleva cargas provenientes de su peso propio y cargas transversales a su plano. Son, por ejemplo, los parapetos y los cercos.
- **Muro Portante.** - Muro diseñado y construido en forma tal que pueda transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior o a la cimentación. Estos muros componen la estructura de un edificio de albañilería y deberán tener continuidad vertical.
- **Mortero.** - Material empleado para adherir horizontal y verticalmente a las unidades de albañilería.
- **Tabique.** - Muro no portante de carga vertical, utilizado para subdividir ambientes o como cierre perimetral.
- **Unidad de Albañilería.** - Ladrillos y bloques de arcilla cocida, de concreto o de sílice-cal. Puede ser sólida, hueca, alveolar o tubular.
- **Unidad de Albañilería Alveolar.** - Unidad de Albañilería Sólida o Hueca con alvéolos o celdas de tamaño suficiente como para alojar el refuerzo vertical. Estas unidades son empleadas en la construcción de los muros armados.

- Unidad de Albañilería Apilable. - Es la unidad de Albañilería alveolar que se asienta sin mortero.
- Unidad de Albañilería Hueca. - Unidad de Albañilería cuya sección transversal en cualquier plano paralelo a la superficie de asiento tiene un área equivalente menor que el 70% del área bruta en el mismo plano.
- Unidad de Albañilería Sólida (o Maciza). - Unidad de Albañilería cuya sección transversal en cualquier plano paralelo a la superficie de asiento tiene un área igual o mayor que el 70% del área bruta en el mismo plano.
- Unidad de Albañilería Tubular (o Pandereta). - Unidad de Albañilería con huecos paralelos a la superficie de asiento.
- Viga Solera. - Viga de concreto armado vaciado sobre el muro de albañilería para proveerle arriostre y con- finamiento.
- Borde libre: Extremo horizontal o vertical no arriestrado de un muro.
- Cemento: Material pulverizado que por adición de una cantidad conveniente de agua forma una pasta aglomerante capaz de endurecer, tanto bajo el agua como en el aire. Quedan excluidas las calles hidráulicas, las calles aéreas y los yesos.
- Cemento Portland: Producto obtenido por la pulverización del clinker portland con la adición eventual de sulfato de calcio. Se admite la adición de otros productos que no excedan del 1% en peso del total siempre que la norma correspondiente establezca que su inclusión no afecta las propiedades del cemento resultante. Todos los productos adicionados deberán ser pulverizados conjuntamente con el clinker.
- Concreto Líquido o Grout: Concreto con o sin agregado grueso, de consistencia fluida.
- Espectro: Son los valores máximos o picos de la respuesta estructural, fuerza restituitiva, el desplazamiento o la aceleración para todo un grupo de estructuras de igual periodo y amortiguamiento. (Muñoz, 2004)
- Sismo: Vibraciones o sacudimientos de la corteza terrestre causados por ondas sísmicas que se generan por súbita liberación de energía elástica acumulada en la corteza y parte superior del manto terrestre. (Bertero, 1997)

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Antecedentes, planteamiento, delimitación, formulación del problema a resolver

2.1.1 Antecedentes del problema

El Perú por su ubicación geográfica, al encontrarse en la zona del Cinturón de Fuego, constituye un país altamente sísmico, y ello lo demuestra los diferentes sismos ocurridos a lo largo de nuestra historia. Sismos de mediana a gran intensidad, los cuales causaron graves daños en nuestra infraestructura e incluso en algunos casos se llegó a la condición de colapso total.

Se tiene entonces la necesidad de diseñar y construir edificios más resistentes a las sollicitaciones sísmicas (edificios sismo-resistentes), esto se logrará siempre en cuando se cumplan con los reglamentos existentes en la actualidad en nuestro país tales como el RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones).

Sin embargo, no sucede así, se observa la construcción indiscriminada de edificios que no cuentan con la asesoría de un profesional (Ingeniero Civil), así como el incumplimiento de las normas existentes. Urge entonces por parte de las autoridades la supervisión de las viviendas por construirse, es decir prohibir las construcciones de estas en caso no cuenten con las asesorías de profesionales.

Nuestra localidad no es ajena ya que encontramos muchas viviendas mal diseñadas y construidas, vemos la utilización de ladrillos pandereta como unidades de albañilería que conforman los muros de albañilería confinada cuando la exigencia de la norma prohíbe el uso de dichas unidades de albañilería, siendo dichos edificios vulnerables ante un posible evento sísmico.

2.1.2 Planteamiento del problema

En nuestro país existe mucha informalidad en la ejecución de viviendas de albañilería confinada, esto en su mayoría se debe a un mal diseño estructural por ello este trabajo pretende hacer un diseño tal que sirva a futuros profesionales como referencia en el desarrollo de proyectos de este tipo.

Se pretende realizar el diseño siguiendo los lineamientos de la Norma Técnica de Edificaciones E.070 conjuntamente con las demás normas vigentes de estructuras.

2.1.3 Delimitación del problema

En nuestro país existe mucha informalidad en la ejecución de viviendas de albañilería confinada, esto en su mayoría se debe a un mal diseño estructural por ello este trabajo pretende hacer un diseño tal que sirva a futuros profesionales como referencia en el desarrollo de proyectos de este tipo.

Se pretende realizar el diseño siguiendo los lineamientos de la Norma Técnica de Edificaciones E.070 conjuntamente con las demás normas vigentes de estructuras.

2.1.4 Formulación del problema

Bajo estas premisas, nos encontramos en la obligación de respondernos la siguiente interrogante general: **¿De qué manera se podrá realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de albañilería confinada tal que sea óptimo y económico de acuerdo a las normas vigentes?**

2.2 Objetivos

2.2.1 Objetivo general

Realizar análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de cuatro pisos más azotea de albañilería confinada ubicado en el Jr. Santa Rosa S/N, distrito de la Banda de Shilcayo, provincia y departamento de San Martín.

2.2.2 Objetivos Específicos

- Realizar la estructuración, predimensionamiento y metrado de cargas para cada elemento estructural.
- Realizar el análisis estructural y sísmico del edificio de acuerdo a las normas vigentes y con ayuda del software Etabs v2016 y Sap2000 v20.
- Diseñar los elementos estructura con hojas de cálculo de Microsoft Excel v2019.
- Presentar planos estructurales del edificio.

2.3 Justificación de la investigación

El análisis y diseño estructural servirá como referencia a futuras generaciones en el análisis

y diseño de estructuras de albañilería confinada. Dando un buen uso a la NTE E.070 y al software Etabs vs 2016 y Sap2000 vs 20.

2.4 Delimitación de la investigación

El presente estudio se limita al análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de cuatro pisos más azote de albañilería confinada; en base a un tipo de material predominante que viene a ser la albañilería confinada; las cuales serán analizadas mediante métodos aproximados establecidos en la Normas Técnica E.070 y demás normas de estructuras y mediante el uso de software de diseño Etabs vs 2016 y Sap2000 vs 20. No se diseñara la cisterna debido a que se encuentra fuera del estructura en estudio.

2.5 Fundamento Teórico de la Investigación.

2.5.1 Albañilería.

La albañilería es un sistema de construcción que resulta de la superposición de unidades de albañilería unidas entre sí por un mortero formando un conjunto monolítico llamado muro. El mortero está conformado por cemento, arena, cal y agua.

✓ Albañilería confinada.

La albañilería confinada se origina cuando al muro se le coloca en todo su perímetro elementos de concreto armado, con la finalidad de hacerlo más resistente frente a movimientos sísmicos.

✓ Unidad de albañilería.

La unidad de albañilería es el componente básico para la construcción de muros de albañilería y se denominan:

- **Ladrillos**, cuando sus dimensiones y peso permiten que sean manejados con una sola mano en el proceso constructivo del muro.
- **Bloques**, si se requieren las dos manos para su traslado y asentado.

En ambos casos pueden tener o no orificios.

Para efectos del diseño estructural, las unidades de albañilería tendrán las características indicadas en la tabla 1.

Tabla 1*Clase de unidad de albañilería para fines estructurales*

CLASE	VARIACIÓN DE LA DIMENSION (máxima en porcentaje)			ALABEO (máximo en mm)	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN f_b' mínimo en MPa (kg/cm ²) sobre área bruta
	Hasta 100 mm	Hasta 150 mm	Más de 150 mm		
Ladrillo I	± 8	± 6	± 4	10	4,9 (50)
Ladrillo II	± 7	± 6	± 4	8	6,9 (70)
Ladrillo III	± 5	± 4	± 3	6	9,3 (95)
Ladrillo IV	± 4	± 3	± 2	4	12,7 (130)
Ladrillo V	± 3	± 2	± 1	2	17,6 (180)

Fuente: Norma Técnica E.070 Albañilería (2006).

✓ **Unidades solidas o macizas.**

Son aquellas que pueden tener o no orificios. Si tienen orificios estos deben ser necesariamente perpendiculares a la cara de asiento y el área que ocupan no debe ser mayor del 30% del área bruta de la cara de asiento. Se utilizan para construir muros portantes y no portantes y en el análisis estructural no se consideran los orificios.



Figura 3: Ladrillo King Kong 18 huecos (Fuente: Internet).

$$A_o < 30\%A_b$$

Donde:

A_o = Área que ocupa los orificios.

A_b = Área bruta de la cara de asiento.

✓ **Resistencia de prismas de albañilería.**

En el caso de no realizarse ensayos de prismas, podrán emplearse los valores mostrados en la tabla 9, correspondiente a pilas y muretes construidos con mortero 1:4 (cuando la unidad es de arcilla) y 1:1/2:4 (cuando la materia prima es sílice-cal o concreto), para otras unidades u otro tipo de mortero se tendrá que realizar los ensayos respectivos.

Tabla 2*Resistencias características de la albañilería Mpa (kg/cm²)*

Materia Prima	Denominación	UNIDAD f_b	PILAS f_m	MURETES v_m
Arcilla	King Kong Artesanal	5,4 (55)	3,4 (35)	0,5 (5,1)
	King Kong Industrial	14,2 (145)	6,4 (65)	0,8 (8,1)
	Rejilla Industrial	21,1 (215)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
Sílice-cal	King Kong Normal	15,7 (160)	10,8 (110)	1,0 (9,7)
	Dédalo	14,2 (145)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
	Estándar y mecano (*)	14,2 (145)	10,8 (110)	0,9 (9,2)

Fuente: Norma E.070 albañilería (2006).

(*) El valor f_b se proporciona sobre el área bruta en unidades vacías (sin grout), mientras que las celdas de las pilas y muretes están totalmente rellenas con grout de $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$.

2.5.2 Estructuración.

Es el proceso que consiste en definir con claridad todos los elementos del edificio; llámese estos muros de ladrillo, placas, columnas, tabiques, escaleras, etc.

✓ Estructura con diafragma rígido.

Debe preferirse edificaciones con diafragma rígido y continuo, es decir, edificaciones en las que las losas de piso, el techo y la cimentación, actúen como elementos que integran a los muros portantes y compatibilicen sus desplazamientos laterales.

Podrá considerarse que el diafragma es rígido cuando la relación entre sus lados no excede de 4. Se deberá considerar y evaluar el efecto que sobre la rigidez del diafragma tienen las aberturas y discontinuidades en la losa.

Los diafragmas deben tener una conexión firme y permanente con todos los muros para asegurar que cumplan con la función de distribuir las fuerzas laterales en proporción a la rigidez de los muros y servirles, además, como arriostres horizontales.

La cimentación debe constituir el primer diafragma rígido en la base de los muros y deberá tener la rigidez necesaria para evitar que asentamientos diferenciales produzcan daños en los muros.

✓ Configuración del edificio.

El sistema estructural de las edificaciones de albañilería estará compuesto por muros dúctiles dispuestos en las direcciones principales del edificio, integrados por los diafragmas y arriostrados.

La configuración de los edificios con diafragma rígido debe tender a lograr:

Plantas simples y regulares. Las plantas con formas de L, T, etc., deberán ser evitados o, en todo caso, se dividirán en formas simples.

Simetría en la distribución de masas y en la disposición de los muros en planta, de manera que se logre una razonable simetría en la rigidez lateral de cada piso y se cumpla las restricciones por torsión especificadas en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.

Proporciones entre las dimensiones mayor y menor, que en planta estén comprendidas entre 1 a 4, y en elevación sea menor que 4.

Regularidad en planta y elevación, evitando cambios bruscos de rigideces, masas y discontinuidades en la transmisión de las fuerzas de gravedad y horizontales a través de los muros hacia la cimentación.

Densidad de muros similares en las dos direcciones principales de la edificación. Cuando en cualquiera de las direcciones no exista el área suficiente de muros para satisfacer los requisitos, se deberá suplir la deficiencia mediante pórticos, muros de concreto armado o la combinación de ambos.

✓ **Muros portantes.**

Muro diseñado y construido en forma tal que pueda transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior o a la cimentación. Estos muros componen la estructura de un edificio de albañilería y deberán tener continuidad vertical.

Los muros portantes deben tener:

- Una sección transversal preferentemente simétrica.
- Continuidad vertical hasta la cimentación.
- Una longitud mayor o igual a 1.20m para ser considerados como contribuyentes en la resistencia a las fuerzas horizontales.
- Longitudes preferentemente uniformes en cada dirección.
- Juntas de control para evitar movimientos relativos debidos a contracciones, dilataciones y asentamientos diferenciales en los siguientes sitios:
 - En donde haya juntas de control en la cimentación, en las losas y techos.
 - En alfeizar de ventanas o cambios de sección apreciable en un mismo piso.

Se considera como muro portante confinado, aquel que cumpla las siguientes condiciones:

- Que quede enmarcado en sus cuatro lados por elementos de concreto armado verticales (columnas) y horizontales (vigas soleras), aceptándose la cimentación de concreto

como elemento de confinamiento horizontal para el caso de los muros ubicados en el primer piso.

- Que la distancia máxima centro a centro entre las columnas de confinamiento sea dos veces la distancia entre los elementos horizontales de refuerzo y no mayor que 5m.

✓ **Muros no portantes.**

Muro No Portante. Muro diseñado y construido en forma tal que sólo lleva cargas provenientes de su peso propio y cargas transversales a su plano. Son, por ejemplo, los parapetos y los cercos.

✓ **Arriostres.**

Los muros portantes y no portantes, de albañilería simple o albañilería confinada, serán arriostros por los elementos verticales u horizontales tales como muros transversales, columnas, soleras y diafragmas rígidos de piso. Los arriostros se diseñarán como apoyos del muro arriostros, considerando a este como si fuese una losa sujeta a fuerzas perpendiculares a su plano.

Un muro se considerará arriostros cuando:

- El amarre o anclaje entre el muro y sus arriostros garantice la adecuada transferencia de esfuerzos.
- Los arriostros tengan la suficiente resistencia y estabilidad que permita transmitir las fuerzas actuantes a los elementos estructurales adyacentes o al suelo.
- Al emplearse los techos para su estabilidad lateral, se tomen precauciones para que las fuerzas laterales que actúan en estos techos sean transferidas al suelo.

2.5.3 Predimensionamiento

✓ **Espesor efectivo “t”.**

El espesor efectivo mínimo será:

- a) Para zonas sísmicas 2,3 y 4:

$$t \geq \frac{h}{20}$$

- b) Para zona sísmica 1:

$$t \geq \frac{h}{25}$$

Donde:

h = Altura libre entre los elementos de arriostros horizontales o altura efectiva de pandeo.

✓ **Densidad mínima de muros reforzados.**

La densidad mínima de muros portantes a reforzar e cada dirección del edificio se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Area de corte de los muros reforzados}}{\text{Area de la planta típica}} = \frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}$$

Donde:

Z = Factor de zona sísmica.

U = Factor de uso o importancia.

S = Factor de suelo.

N = Numero de pisos del edificio.

L = Longitud total del muro (incluyendo columnas, si existen).

t = Espesor efectivo del muro.

✓ **Losas macizas bidireccionales.**

$$h \geq \left[\frac{2 * (A + B)}{180}; \frac{B}{40} \right]$$

Donde:

A = Luz libre menor.

B = Luz libre mayor.

h = Espesor de losa.

✓ **Elementos de confinamiento (columnas de amarre y vigas soleras).**

$$A_{min} = 15t$$

Donde:

t = Espesor efectivo de muro.

✓ **Escaleras.**

$$e = \frac{L_n}{25 - 20}$$

$$P_{min} = 25 \text{ cm}$$

$$2C + P \cong 60 \text{ a } 64 \text{ cm}$$

Donde:

L_n = Luz libre horizontal (cm)

P = Ancho de paso (cm)

C = Altura del contrapaso (cm)

e = Espesor de garganta (cm)

Ancho mínimo: 1.20 m

2.5.4 Sismo Moderado.

Es aquel que proporciona fuerzas de inercia equivalentes a la mitad de los valores producidos por el sismo severo.

La norma establece que el diseño de los muros cubra todo su rango de comportamiento, desde la etapa elástica hasta su probable incursión en el rango inelástico, proveyendo suficiente ductilidad y control de la degradación de resistencia y rigidez.

Para los propósitos de esta norma, se establece los siguientes considerados:

2. El “sismo moderado” no debe producir la figuración de ningún muro portante.
3. Los elementos de acoplamiento entre muros deben funcionar como una primera línea de resistencia sísmica, disipando energía antes de que fallen los muros de albañilería, para permitir que el muro sea reparable pasado el evento sísmico.
4. El límite máximo de la distorsión angular ante la acción del “sismo severo” se fija en 0.005, para permitir que el muro sea reparable pasado el evento sísmico.

El análisis estructural de los edificios de albañilería se realizará por métodos elásticos teniendo en cuenta los efectos causados por las cargas muertas, las cargas vivas y el sismo.

La carga gravitacional para cada muro podrá ser obtenida por cualquier método racional.

Para ser consecuente con el método elástico de análisis estructural, es aconsejable analizar a la edificación sometiéndola a la acción del “sismo moderado” con $R = 6$. No es conveniente realizar el análisis con el sismo severo porque podría obtenerse cortantes (V_u) que superan a la resistencia al agrietamiento diagonal (V_m) del muro, lo cual no significa que el muro haya colapsado, sino que ingresa al régimen inelástico y la diferencia $V_u - V_m$ debe redistribuirse en el resto de muros paralelos, efecto que no contemplan los programas de cómputo usuales.

2.5.5 Análisis por carga vertical.

Las cargas verticales provienen de las cargas muertas (P_D) y de las sobrecargas (P_L) aplicadas a los muros.

Metodología.

- 1°. De cada muro se evalúa las cargas actuantes acumulativas según su área tributaria (metrado).
- 2°. Se determina los esfuerzos actuantes máximo de la carga axial vertical (σ_m).

$$f_m = \frac{P_m}{A} \Rightarrow f_m = \frac{P_D + P_L}{t.l}$$

- 3° Se estima el esfuerzo admisible por carga vertical

$$f_a = 0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$$

Donde:

f'_m = Resistencia a la compresión de la albañilería.

h = Altura del muro.

t = Espesor efectivo del muro.

4° Se compara el esfuerzo actuante máximo con el esfuerzo admisible.

$$f_m \leq f_a \leq 0.15f'_m$$

2.5.6 Análisis por carga horizontal (sismo).

Las edificaciones de albañilería son estructuras compuestas de muros de ladrillo reforzada, cimentación, entrepiso y techo de concreto armado actuando como diafragmas horizontales. El modelaje de la edificación supone que los muros se encuentran empotradas en la cimentación, que están conectados por los diafragmas y que actúan como voladizos; consecuentemente, la fuerza cortante en la base del edificio determinada de acuerdo a la NTE E.030, es repartida en cada piso del edificio.

Esta fuerza cortante existente en cada nivel es distribuida proporcionalmente a las rigideces laterales de cada muro. A esta carga se añade el cortante por torsión producido por el momento torsor que surge a consecuencia de la excentricidad del centro de la fuerza cortante y del centro de rigidez de los muros en el nivel considerado.

2.5.7 Idealización estructural.

Se utilizará el método del análisis por rigideces, el cual considera a los muros como placas rectangulares homogéneas.

Se toma en cuenta la rigidez lateral de los muros en el sentido en que se efectúa el análisis.

Consideraciones:

- En cada entrepiso el muro se comporta como un elemento en voladizo.
- La fuerza sísmica actúa en el nivel de cada piso.
- Todos los elementos resistentes en cualquier piso, tienen el mismo desplazamiento horizontal relativo.
- La fuerza sísmica se distribuye en forma proporcional a la rigidez relativa de cada muro.

2.5.8 Metodología.

Aquí se verifica si las secciones de los muros de cada nivel son adecuadas para resistir los esfuerzos producidos por corte, originados por el sismo. Se comienza con los muros ya analizados por las cargas verticales y con la densidad mínima de muros recomendada.

El análisis se resume en los siguientes pasos:

1° Determinación del peso total de la edificación (P).

El peso “P”, se calculará adicionando a la carga permanente de la edificación un porcentaje de la carga viva.

2° Cálculo de la fuerza sísmica “V” en la base del edificio.

La fuerza horizontal o cortante total en la base de la edificación producida por la presencia de un sismo, se determinará con la siguiente fórmula de acuerdo a la nueva norma sismorresistente E.030:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Donde:

V = Fuerza cortante en la base de la estructura.

Z = Factor de zona

U = Factor de uso o importancia.

S = Factor de suelo.

R = Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas.

C = Coeficiente de amplificación sísmica.

El factor zona se asigna teniendo en cuenta la zona sísmica donde se ubica la edificación, este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla 3

Factores de zona “Z”.

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

El factor de uso o importancia (U), está determinado de acuerdo a la clasificación que se haga a la edificación propuesta en la Norma Técnica E.030.

Tabla 4*Categoría de las edificaciones y factor “U”.*

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR <i>U</i>
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. 	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de *U* será como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Los Parámetros de Sitio (S , TP y TL), deberá determinarse de acuerdo al tipo de perfil que mejor describa de manera más cercana las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL .

Tabla 5

Factor de suelo "S".

SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

Donde los tipos de perfiles de suelos son:

- S0: Roca dura
- S1: Roca o suelos rígidos
- S2: Suelos intermedios
- S3: Suelos blandos
- S4: Condiciones excepcionales

El Factor de Amplificación Sísmica (C), de acuerdo a las características de sitio, se define por las siguientes expresiones (Norma Técnica E.030, 2018, p. 13):

$$\begin{aligned}
 T < T_P & \quad C = 2.5 \\
 T_P < T < T_L & \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \\
 T > T_L & \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)
 \end{aligned}$$

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

El período (T) fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión (Norma Técnica E.030, 2018, p. 24):

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$T_r = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$T_r = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean: a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.

- b) Pórticos de acero arriostrados.

$T_r = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T deberá tomarse como 0,85 del valor obtenido con la ecuación (4).

El Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0) se elegirá según el sistema estructural, según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla 6.

Tabla 6

Sistemas estructurales.

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

Los Factores de Irregularidad (I_a , I_p): El factor I_a se determinará como el menor de los valores de la Tabla 7 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor I_p se determinará como el menor de los valores

de la Tabla 8 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

Si al aplicar las Tablas 7 y 8 se obtuvieran valores diferentes de los factores I_a o I_p para las dos direcciones de análisis, se optará por tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

Tabla 7

Irregularidades estructurales en altura / Factor de irregularidad I_a .

<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 23, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.	0,80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.	0,60

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

Tabla 8

Irregularidades estructurales en planta / FACTOR de irregularidad I_p .

Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,75
Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,60
Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.	0,90
Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0,85

<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.</p>	<p>0,90</p>
--	-------------

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se calculará como el producto del coeficiente R_0 determinado a partir de la Tabla 6 y de los factores I_a , I_p obtenidos de las Tablas 7 y 8.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

Determinación de desplazamientos laterales, para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico. (Norma Técnica E.030, 2018, p. 29)

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R , ni el cortante mínimo en la base. (Norma Técnica E.030, 2018, p. 29)

Los desplazamientos laterales relativos, son la diferencia de los desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos, que son producidos por la acción de la fuerza sísmica dinámica, se determina aplicando la siguiente expresión:

$$\Delta_i = \beta * R * (\delta_i - \delta_{i-1})$$

Donde:

$\beta = 0.75$ Para estructuras regulares $\beta =$

0.85 Para estructuras irregulares

Δ_i : Desplazamiento lateral relativo del nivel i

δ_i : Desplazamiento lateral del nivel i

δ_{i-1} : Desplazamiento lateral relativo del nivel $i - 1$

Para calcular la distorsión o deriva de entrepiso se usa la siguiente expresión:

$$\Delta = \frac{\Delta_i}{h_{ei}}$$

Donde:

Δ_i : Distorsión o deriva de entrepiso del nivel i h_{ei} :

Altura de entrepiso del nivel i

El máximo desplazamiento de entrepiso calculado, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla 9. (Norma Técnica E.030, 2018, p. 29).

Tabla 9

Límites para la distribución del entrepiso.

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

$$S_i = \begin{cases} T < T_p \Rightarrow C = 2.5 \\ T_p < T < T_L \Rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \\ T > T_L \Rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right) \end{cases}$$

T = Periodo fundamental de la estructura.

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

T_p = Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.

T_L = Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

h_n = Altura total de la edificación en m.

C_T = Coeficiente para estimar el periodo predominante de un edificio.

3° Distribución de la fuerza sísmica (V) en altura.

De acuerdo a la NTE E.030, la fuerza cortante “V” se distribuye entre los distintos niveles, incluyendo el último de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde:

F_i = Fuerza horizontal en el nivel i.

P_i = Peso del nivel i.

h_i = Altura del nivel i respecto a la base.

V = Fuerza cortante en la base de la estructura.

n = Número de pisos del edificio.

k = Exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, se calcula de acuerdo a la siguiente condición:

$$Si \begin{cases} T \leq 0.5 \text{ sg.} \Rightarrow k = 1.0 \\ T > 0.5 \text{ sg.} \Rightarrow k = 0.75 + 0.5T \leq 2.0 \end{cases}$$

La junta sísmica (e) adecuada entre muro portante y tabique se calculó haciendo uso de la siguiente expresión.

$$e = \frac{\beta * R * \Delta * H^m}{H}$$

Donde:

$\beta = 0.75$ Para estructuras regulares $\beta =$

0.85 Para estructuras irregulares

Δ : Desplazamiento relativo lateral de la columna (m)

e : Espesor de junta sísmica entre columna de confinamiento y columneta (m)

H_m : Altura de muro (m)

H : Altura de la columna (m)

2.5.9 Diseño de muros portantes de albañilería confinada.

Para el diseño de los muros confinados ante acciones coplanares, podrá suponerse que los muros son de sección rectangular (t.L). Cuando se presenten muros que se intercepten perpendicularmente, se tomara como elemento de refuerzo vertical común a ambos muros (sección transversal de columnas, refuerzos verticales, etc.) en el punto de intersección, al mayor elemento de refuerzo proveniente del diseño independiente de ambos muros.

✓ Diseño por carga vertical.

- Carga de gravedad máxima:

$$P_m = CM + CV$$

- Esfuerzo axial admisible:

$$f_a = 0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$$

- Esfuerzo axial máximo:

$$f_m = \frac{P_m}{L \cdot t}$$

$$f_m \leq f_a \leq 0.15f'_m$$

Donde:

L = Longitud total del muro (incluye el peralte de las columnas para el caso de los muros confinados).

✓ **Diseño por corte.**

Esta disposición tiene por propósito evitar que los muros se fisuren ante los sismos moderados, que son los más frecuentes. Para el efecto se consideran las fuerzas cortantes producidas por el sismo moderado.

Para todos los muros de albañilería debería verificarse que en cada entrepiso se satisfaga la siguiente expresión que controla la ocurrencia de fisuras por corte.

- **Fuerza cortante admisible:**

Se debe cumplir

$$V_e \leq V_a$$

Donde:

V_e = Es la fuerza cortante producida por el sismo moderado (análisis elástico) en el muro en análisis.

V_a = Fuerza cortante admisible:

$$V_a = 0.55V_m$$

V_m = Fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería.

- **Resistencia al agrietamiento diagonal (resistencia al corte).**

La resistencia al corte (V_m) de los muros de albañilería se calculará en cada entrepiso mediante las siguientes expresiones:

$$V_m = 0.5v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23P_g$$

Donde:

v'_m = Resistencia característica a corte de la albañilería.

P_g = Carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (NTE E.030 Diseño Sismoresistente).

$$P_g = P_D + \%P_L$$

t = Espesor efectivo del muro.

L = Longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados).

α = Factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, calculado como:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1$$

M_e = Momento flector del muro obtenido del análisis elástico.

- **Diseño por resistencia al corte global del edificio.**

Con el objeto de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio, en cada entrepiso “i” y en cada dirección principal del edificio, se deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo, es decir que:

$$\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$$

La sumatoria de resistencias al corte ($\sum V_m$) incluirá solo el aporte de los muros reforzados (confinados o armados) y el aporte de los muros de concreto armado, sin considerar en este caso la contribución del refuerzo horizontal.

El valor " V_{Ei} " corresponde a la fuerza cortante actuante en el entrepiso “i” del edificio, producido por el “sismo severo”.

Cumplida la expresión $\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$ por los muros portantes de carga sísmica, el resto de muros que componen al edificio podrán ser reforzados para la acción sísmica coplanar.

Cuando $\sum V_m$ en cada entrepiso sea mayor o igual a $3V_{Ei}$, se considerará que el edificio se comporta elásticamente. Bajo esa condición, se empleará refuerzo mínimo, capaz de funcionar como arriostres y de soportar las acciones perpendiculares al plano de la albañilería. En este paso caminara el diseño de estos edificios ante cargas coplanares.

- **Diseño por cortante producidos por sismo severo.**

Es aplicada para edificaciones de hasta cinco pisos o 15m de altura.

Para este tipo de edificaciones se ha supuesto que la falla final se produce por fuerza cortante en los entrepisos bajos del edificio. El diseño de muros debe orientarse a evitar fallas frágiles y a mantener la integración entre el panel de albañilería y los confinamientos verticales, evitando el vaciamiento de la albañilería; para tal efecto el diseño debe comprender.

- La verificación de la necesidad de refuerzo horizontal en el muro.
- La verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos superiores.
- El diseño de los confinamientos para la combinación de fuerzas de corte, compresión o tracción y corte fricción.

Las fuerzas internas para el diseño de los muros en cada entrepiso “i” serán las del “sismo severo” (V_{ui}, M_{ui}), y se obtendrán amplificando los obtenidos del análisis elástico ante el

“sismo moderado” (V_{ei}, M_{ei}) por la relación cortante de agrietamiento diagonal (V_{m1}) entre cortante producido por el “sismo moderado” (V_{e1}), ambos en el primer piso. El factor de amplificación no deberá ser menor que dos ni mayor que tres:

$$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$$

Donde:

$$V_{ui} = V_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \quad , \quad M_{ui} = M_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

- **Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros.**

Deberá llevar refuerzo horizontal continuo anclado a las columnas de confinamiento:

$$Si \left\{ \begin{array}{l} V_u \geq V_m \\ 0 \\ \sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \geq 0.05 f'_m \end{array} \right.$$

En los edificios de más de tres pisos, todos los muros pórtate del primer serán reforzados horizontalmente.

La cuantía del acero de refuerzo horizontal será:

$$\rho = \frac{A_s}{s \cdot t} \geq 0.001$$

Las varillas de refuerzo penetraran en las columnas de confinamiento por lo menos 12.5 cm y terminara con un gancho a 90° vertical de 10 cm de longitud.

- **Verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos superiores.**

En cada entrepiso superior al primero ($i > 1$), deberá verificarse para cada muro confinado que:

$$V_{mi} > V_{ui}$$

De no cumplirse esta condición, el entrepiso “i” también se agrietara y sus confinamientos deberán ser diseñados para soportar " V_{mi} " en forma similar al primer piso.

Diseño de los elementos de confinamiento de los muros del primer piso y de los muros agrietados de pisos superiores.

• **Diseño de las columnas de confinamiento.**

Las fuerzas internas en las columnas se obtendrán aplicando las expresiones de la tabla 10.

Tabla 10*Fuerzas internas en columnas de confinamiento.*

COLUMNA	V_c (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c \frac{V_{m1} \cdot h}{2L}$
Extrema	$1,5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Fuente: Norma Técnica E.070 Albañilería (2006).

Donde:

$$M = M_{u1} - \frac{1}{2} V_{m1} \cdot h \text{ ("h" es la altura del primer piso).}$$

$$F = \frac{M}{L} = \text{Fuerza axial en las columnas extremas producidas por "M".}$$

 N_c = Numero de columnas de confinamiento (en muros de un paño $N_c = 2$) L_m = Longitud del paño mayor ó 0.5L, lo que sea mayor (en muros de un paño $L_m = L$) P_c = Es la sumatoria de las cargas gravitacionales siguientes: carga vertical directa sobre la columna de confinamiento; mitad de la carga axial sobre el paño de muro a cada lado de la columna; y carga proveniente de los muros transversales de acuerdo a su longitud tributaria.**- Determinación de la sección de concreto de la columna de confinamiento.**El área de la sección de las columnas será mayor de las que proporcione el diseño por compresión o el diseño por corte fricción, pero no menor que 15 veces el espesor de la columna en cm².

$$A_c \geq 15t$$

- Diseño por compresión.El área de la sección de concreto se calculará asumiendo que l columna esta arriostrada en su longitud por el panel de albañilería al que confina y por los muros transversales de ser el caso. El área del núcleo (A_n) bordeado por los estribos se obtendrá mediante la expresión:

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s \cdot f_y}{0.85\delta \cdot f'_c}$$

Donde:

 $\phi = 0.70$ o 0.75 , según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente. $\delta = 0.80$, para columnas sin muros transversales. $\delta = 1$, para columnas confinadas por muros transversales.

Para calcular la sección transversal de la columna (A_c), deberá agregarse los recubrimientos al área del núcleo " A_n ", el resultado no deberá ser menor que el área requerida por corte-fricción " A_{cf} ". Adicionalmente, en los casos que la viga solera se discontinúe, el peralte de la columna deberá ser suficiente como para anclar al refuerzo longitudinal existente en la solera.

$$A_n \leq A_{cf}$$

- **Diseño por corte-fricción (V_c)**

La sección transversal (A_{cf}) de las columnas de confinamiento se diseñará para soportar la acción de corte fricción, con la expresión siguiente:

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2f'_c \cdot \phi} \geq A_c \geq 15t \text{ (cm}^2\text{)}$$

Donde:

$$\phi = 0.85$$

- **Determinación del refuerzo vertical.**

El refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocará 4 varillas para formar un núcleo confinado. El refuerzo vertical (A_s) será la suma del refuerzo requerido por corte-fricción (A_{sf}) y el refuerzo requerido por tracción (A_{st}):

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y \cdot \mu \cdot \phi}$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_y \cdot \phi}$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0.10f'_c \cdot A_c}{f_y}$$

Refuerzo mínimo: $4\phi 3/8$ "

Donde:

$\phi = 0.85$, factor de reducción de resistencia.

$\mu =$ Coeficiente de fricción 0.8 para juntas sin tratamiento y 1.0 para juntas en la que se haya eliminado la lechada de cemento y sea intencionalmente rugosa.

- **Determinación de los estribos de confinamiento.**

El estribo de las columnas de confinamiento podrá ser ya sea estribos cerrados con gancho a 135° . En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o 1.5 d (por

debajo o encima de la solera, dintel o sobrecimiento), deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos (s) entre estribos:

$$s_1 = \frac{A_v \cdot f_y}{0.3 t_n \cdot f'_c \left(\frac{A_c}{A_n} - 1 \right)} \quad ; \quad s_2 = \frac{A_v \cdot f_y}{0.12 t_n \cdot f'_c}$$

$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 5 \text{ cm} \quad ; \quad s_4 = 10 \text{ cm}$$

Donde:

d = Peralte de la columna.

t_n = Espesor del núcleo.

A_v = Suma de las ramas paralelas del estribo.

El confinamiento mínimo con estribos será 6mm ($\phi 1/4''$), 1@5, 4@10, r@25 cm. Adicionalmente se agregará 2 estribos en la unión solera columna y estribos @ 10 cm en el sobrecimiento.

- **Diseño de las vigas soleras correspondientes al primer nivel.**

La solera se diseñará a tracción pura para soportar una fuerza igual a T_s :

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L}$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f_c \cdot A_{cs}}{f_y} \dots (\text{minimo: } 4\phi 8\text{mm} = 4\phi 3/8'')$$

Donde:

$\phi = 0.9$ Factor de reducción.

A_{cs} = Área de la sección transversal de la solera.

El área de la sección transversal de la solera (A_{cs}) será suficiente para alojar el refuerzo longitudinal (A_s), pudiendo emplear vigas chatas con un peralte igual al espesor de la losa del techo. En la solera se colocará estribos mínimos: 6mm = $\phi 1/4''$, 1@5, 4@10, r@25 cm.

- **Diseño de los pisos superiores no agrietados.**

a) Las columnas extremas de los pisos superiores deberán tener un refuerzo vertical (A_s) capaz de absorber la tracción " T " producida por el momento flector [$M_{ui} = M_e (V_{m1}/V_{e1})$] actuante en el piso en estudio, asociado al instante en que se origine el agrietamiento diagonal del primer entrepiso.

$$F = \frac{M_u}{L}$$

$$A_s = \frac{T}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f'_c \cdot A_c}{f_y} \dots (\text{minimo: } 4 \phi 8\text{mm})$$

Donde:

$\phi = 0.9$, factor de reducción de resistencia.

b) El área del núcleo (A_n) correspondiente a las columnas extremas de confinamiento, deberá diseñarse para soportar la compresión "C". Para obtener el área de concreto (A_c), deberá agregarse los recubrimientos al área del núcleo " A_n ":

$$C = P_c + F$$

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s \cdot f_y}{0.85\delta \cdot f'_c}$$

Donde:

$\phi = 0.70$ o 0.75 , según se emplee estribos cerrados o zunchos, respectivamente.

$\delta = 0.8$ Para columnas sin muros transversales.

$\delta = 1$ Para columnas confinadas para muros transversales.

c) Las columnas internas podrán tener refuerzo mínimo.

d) Las soleras se diseñarán a tracción con una fuerza igual a " T_s ":

$$T_s = V_u \frac{L_m}{2L}$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.10 f'_c \cdot A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4\phi 8\text{mm} = 4\phi 3/8")$$

Donde:

$\phi = 0.9$ Factor de reducción.

e) Tanto en las soleras como en las columnas de confinamiento, podrá colocarse estribos mínimos: $\phi 1/4$ ", $1@5$, $4@10$, $r@25\text{cm}$.

Tabla 11

Área de barras de acero corrugado comercial:

Designación	Diámetro (ϕ "")	Diámetro (cm)	Área (cm ²)
2	1/4	0.64	0.32
3	3/8	0.95	0.71
4	1/2	1.27	1.27
5	5/8	1.59	1.98

Fuente: Elaboración propia.

2.5.9. Diseño de muros no portantes.

El diseño de muros no estructurales (tabiques), se basa en la comparación del momento actuante debido a cargas perpendiculares al plano del muro, San Bartolomé (1998) y el momento resistente paralelo al plano del muro. Para dicho cálculo se empleó la metodología

propuesta en el Reglamento Nacional de Edificaciones Norma Técnica E.070, (Norma Técnica E.070, 2006, p. 14).

El momento flector distribuido por unidad de longitud (M , en Tn-m/m), producido por la carga sísmica " w ", se calculará mediante la siguiente fórmula, (Norma Técnica E.070, 2006, p. 14).

$$M_a = m \cdot \omega \cdot a^2$$

Donde:

m : Coeficiente de momento, ver Tabla 13

a : Dimensión crítica del paño de albañilería en metros

ω : Carga por metro cuadrado de muro

La magnitud de la carga (ω , en Tn/m²) para un metro cuadrado de muro se calculó mediante la siguiente expresión, (Norma Técnica E.070, 2006, p. 14):

$$\omega = 0.5 \cdot Z \cdot U \cdot C_1 \cdot \gamma \cdot t$$

Donde:

Z : Factor Zona

U : Factor de uso

C_1 : Coeficiente sísmico t : Espesor del

muro (m) γ : Peso volumétricos de la albañilería

- Para albañilería de arcilla cocida solidas $\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$

- Para albañilería de arcilla cocida huecas $\gamma = 1350 \text{ Kg/m}^3$

El coeficiente sísmico C_1 se asignará según lo propuesto en la Norma Técnica E.030.

Tabla 12

Valores de C_1 .

- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3,0
- Muros y tabiques dentro de una edificación.	2,0
- Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3,0
- Equipos rígidos conectados rígidamente al piso.	1,5

Fuente: Norma Técnica E.070 Albañilería (2006).

El coeficiente de momento y la dimensión crítica del paño de albañilería en metros se calcula en función del número de bordes arriostrados como se muestra en la Tabla 13.

Tabla 13

Valores del coeficiente de momentos “m” y dimensión crítica “a”.

CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS

a = Menor dimensión								
b/a = 1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞	
m = 0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125	

CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS

a = Longitud del borde libre				b/a = 0,5					
1,0	1,5	2,0	∞	0,6	0,7	0,8	0,9		
m = 0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112				
0,128	0,132	0,133							

CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES

a = Altura del muro
m = 0,125

CASO 4. MURO EN VOLADIZO

a = Altura del muro
m = 0,5

Fuente: Norma Técnica E.070 Albañilería (2006).

Para determinar el momento resistente a tracción por flexión (M_r) del muro, conocemos por resistencia de materiales que el esfuerzo de un elemento sometido a flexión está determinado por la siguiente ecuación.

$$\sigma_{max} = \frac{M * c}{I}$$

Donde:

σ_{max} : Esfuerzo por flexión actuante

M_r : Momento resistente a tracción por flexión c:

Distancia del eje neutro a la fibra externa en tracción

I: Momento de inercia de superficie de la sección, paralela al eje del momento El

momento resistente a tracción por flexión se plasma como.

$$M_r = \frac{6 * f_t}{t}$$

$$M_r = \frac{f_m * t^2}{6}$$

Donde:

f_t : Esfuerzo de tracción por flexión de la albañilería (150 kN/m²)

c: Distancia del eje neutro a la fibra externa de la sección

I: Momento de inercia de la sección del muro

2.6 Marco Histórico

2.6.1 Prehistoria

Es probable que la albañilería haya sido inventada por un novado recolector de alimentos, antepasado nuestro, hace unos 15 mil años. Podemos imaginar que al no encontrar refugio natural para protegerse del frío y de las bestias salvajes, el decidió apilar piedras para formar un lugar donde guarecerse. Sin embargo, como la transmisión de técnicas o ideas era, en esas épocas, muy lenta o no ocurría, la “investigación” seguramente tuvo que repetirse innumerables veces.

El paso siguiente en el proceso de desarrollo de la albañilería debió de ser la utilización del mortero de barro. Este permitirá ya no solo apilar sino también acomodar o asentar con más facilidad y, ciertamente, a más altura las irregulares piedras naturales. Los cierres del recinto así formado tenían la virtud de proteger a sus habitantes del aire y de la lluvia, y de ser más resistentes y estables.

Este paso se dio, seguramente, cuando se comenzaron a integrar las primeras aldeas. Existen vestigios de poblados prehistóricos construidos con piedras asentadas con barro desde las islas Aran, en Irlanda, hasta Catal Huyuk, en Anatolia; también, en otro lugar distante y, en otros momentos, unos 10 mil años después, el mismo sistema constructivo fue empleado por los Incas Ollantaytambo, en el valle del Urubamba, cerca del Cuzco, donde quedan construcciones importantes, con muros de piedra natural asentada con mortero de barro y techos de rodilloz de madera cubiertos con una gruesa capa de paja, muchas de las cuales son habitadas hasta hoy.

Procedimiento de los Incas unos cientos de años, las culturas Yarovilca y Atavillo, en la parte central del territorio peruano, construyeron con albañilería de piedra edificaciones para vivienda y otros usos con techos de lajas de piedra apoyadas sobre muros de sección variable

con la técnica de voladizos sucesivos para acortar la distancia entre apoyos de acuerdo a las bajas disponibles en sitio (figuras 3.2 y 3.3).

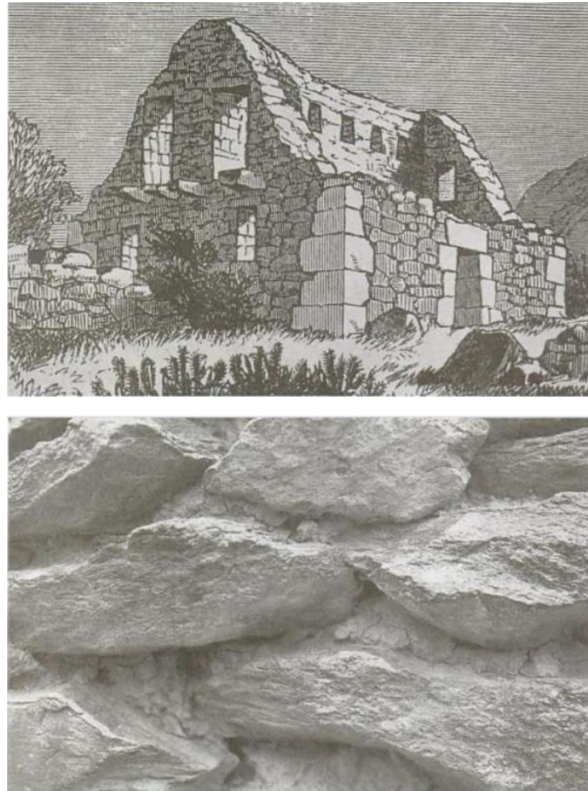


Figura 4: Ollantaytambo. Cusco, Perú (siglo XIV). Arriba: Esquema de las edificaciones en las laderas. Los muros son de piedra; han sido asentados con barro y recubiertos luego con enlucido de barro. Abajo: Detalle de la albañilería. Fuente: Gallegos, Héctor y Casabonne, Carlos, Albañilería Estructural (2005).

El invierno de la unidad de albañilería formada por el hombre de una masa de barro secada al sol, para sustituir a la piedra natural, debió ocurrir en lugares en los que esta última no podía encontrarse. El vestigio más antiguo conocido de una unidad de albañilería se encontró al realizar excavaciones arqueológicas en Jericó (figura 3.4), en el Medio Oriente, en el nivel correspondiente al neolítico temprano.

La unidad es una pieza de barro de la forma de un gran pan formada a mano y secada al sol; su peso es de unos quince kilogramos y en ella aún se notan las huellas de los dedos del hombre neolítico que la elaboro. Las unidades de barro formadas a mano se han encontrado en formas diversas y no siempre muy lógicas. Una forma de interés es la cónica, pues se repite y está presente en lugares distantes, sin conexión directa y en momentos de desarrollo semejantes; las unidades cónicas se encuentran en muros construidos, por ejemplo, en Mesopotamia, con una antigüedad de 7 mil años, y en la zona de la costa norte del Perú, en Huaca Prieta, en el valle del río Chicama, con una antigüedad de 5 mil años.



Figura 5: Casa Atavillo de dos niveles con muros de sección variable y ménsulas. Fuente: Gallegos, Héctor y Casabonne, Carlos, Albañilería Estructural (2005).



Figura 6: Vista interior de vivienda Atavillo. Fuente: Gallegos, Héctor y Casabonne, Carlos, Albañilería Estructural (2005).



Figura 7: Edificio multifamiliar Yarovilca. Fuente: Gallegos, Héctor y Casabonne, Carlos, Albañilería Estructural (2005).

2.6.2 Roma

En algunas obras los romanos utilizaron piedra importada de las mejores canteras egipcias y mármol griego; sin embargo, en la mayoría de los casos emplearon la piedra de sus depósitos de caliza, travertino y tufa volcánica (abundante, por ejemplo, en las colinas de Roma), y la tecnología sumeria de la albañilería de ladrillos de arcilla. A esta tecnología,

aportaron una nueva racionalidad constructiva y la invención del mortero de cemento y del concreto.

La nueva racionalidad consistió, principalmente, en el desarrollo de diferentes sistemas para la construcción de muros (figura 3.7), que eran más económicos y fáciles de levantar, particularmente empleando el nuevo mortero de cal a cuál incorporaron, de acuerdo con el relato de Vitruvio arquitecto e ingeniero que escribió en el año 25 a.C. un tratado sobre las técnicas de construcción romanas “...una clase de polvo que por causas naturales produce resultados asombrosos. Se le encuentra en la vecindad de Baia y Putuoli y en los pueblos alrededor del monte Vesubio. Esta sustancia, cuando es mezclada con cal y cascotes o piedras, no solamente provee resistencia a construcciones de todo tipo, sino que cuando se construye pilares en el mar, endurece bajo el agua”.

El compuesto de las tres sustancias (aglomerante hidráulico, agregado grueso) descrito por Vitruvio es lo que hoy llamamos concreto. El aglomerante hidráulico, pariente cercano a los cementos puzolánicos modernos, se elaboraba mezclando dos partes de la arena volcánica muy fina, de color chocolate, descubierta, tal como lo señala Vitruvio, en la vecindad del Vesubio y del actual golfo de Napoles, y que abunda particularmente en Puzzuoli (la antigua Putuoli), de donde toma su nombre (la puzolana) con una parte de cal, material que, como se ha señalado anteriormente, era conocido por las más antiguas civilizaciones. Los óxidos de silice finalmente pulverizados, contenidos naturalmente en la puzolana, reaccionaban químicamente con el hidróxido de calcio (la cal) en presencia del agua, para formar los componentes básicos de un aglomerante hidráulico.

Es notorio, sin embargo, que para los romanos no existió el cemento como una sustancia individualizada, sino su mezcla con agregado en la forma de mortero; tanto es así que para ellos la palabra latina caementum, de la que deriva cemento, no significaba aglomerante sino piedra pequeña. Si bien los romanos no sabían porque la “arena de Putuoli” daba un resultado distinto y superior a la convencional, la aplicaron sabia y liberalmente en sus grandes construcciones portuarias, urbanas, viales e hidráulicas, tanto para asentar piedras o ladrillos formando albañilería, como para elaborar concreto, añadiendo piedras y cascotes, con el que construyeron muros, bases de pavimentos y cimentaciones. El molde de ese concreto en los muros, arcos y bóvedas estaba constituido por albañilería permanente de ladrillos de cerámica asentados con mortero, mientras que para formar las cúpulas tuvieron que desarrollar moldes provisionales (encofrados) de madera.

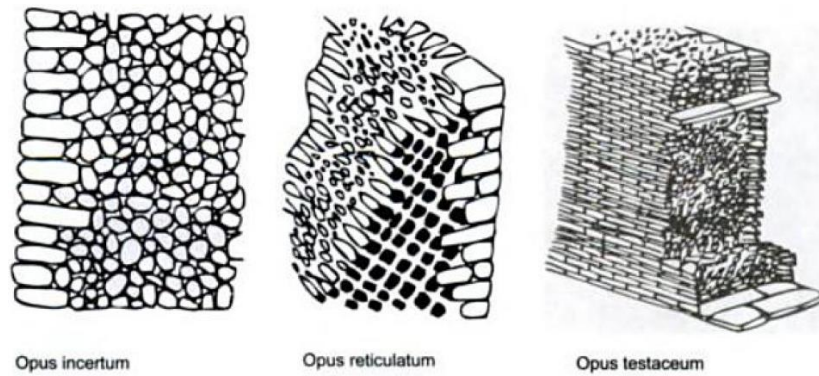


Figura 8: Muros romanos. Fuente: Gallegos, Héctor y Casabonne, Carlos, Albañilería Estructural (2005).

Muchas grandes obras romanas son fruto de la revolución del mortero y del concreto. Notables son los Baños de Caracalla y la Basílica Nueva en el foro Romano, pero solo es, además, exquisita y excepcional el Panteón, porque reúne de manera coherente la totalidad de la creatividad arquitectónica y estructural, y la aplicación sofisticada de la nueva tecnología constructiva.

La construcción del Panteón (figura 3.8) la inicio, veintisiete años antes de Cristo, el cónsul Agripa en honor de los dioses. Se trataba, en su versión primera, de un edificio clásico de planta rectangular soportado por columnas y construido en piedra. Aunque la inscripción en el pedimento (que pertenece a dicho edificio) proclama a Agripa como su constructor, su forma actual fue decidida por el emperador Adriano, quien modificó sustancialmente el edificio aprovechando las nuevas tecnologías del concreto y de la albañilería, y lo terminó aproximadamente en el año 118 después de Cristo.

Lo que vemos hoy día es el edificio de Adriano, con el añadido del pórtico del edificio de Agripa vuelto a colocar en el siglo II por Caracalla y desprovisto (al ser dedicado el año 609 para la iglesia católica de Santa María Rotonda) de las decoraciones de bronce, pero manteniendo las gigantescas puertas también de bronce de siete metros de altura, que se encuentran en la misma entrada al Panteón de Adriano.

El panteón es un edificio circular (figura 3.9) de albañilería y concreto con acabado de ladrillo en las paredes exteriores y mármoles de diversos colores en el interior, que está cubierto con un gran domo de concreto visto afuera y adentro.

Tal como se ha mencionado, no se conoce el procedimiento del mortero y concreto romano, sin los cuales no habría existido. Su éxito y durabilidad se deben, sin lugar a dudas, a una notable cimentación, que es un anillo de concreto sólido de 7.3 m de ancho por 4.5 m de alto bajo todo el muro perimetral; a la excelente calidad del cemento y la construcción de los romanos, y a la cuidadosa selección de agregados.

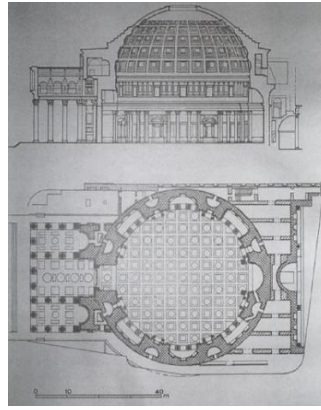


Figura 9: Panteón Sección y planta. Fuente: Gallegos, Héctor y Casabonne, Carlos, Albañilería Estructural (2005).

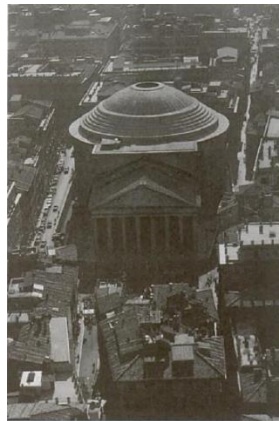


Figura 10: Vista aérea del Panteón en Roma. Fuente: Gallegos, Héctor y Casabonne, Carlos, Albañilería Estructural (2005).

2.6.3 Del Siglo V al Siglo XIX

Después de Roma, el avance de la tecnología de la albañilería de ladrillo en Europa se detiene y hasta retrocede por varios siglos. Se deja de fabricar ladrillos, aunque se usan los de las obras romanas. Los morteros de cemento y el concreto, en particular, desaparecen totalmente, y se pierde su tecnología. Esta es rescatada trece siglos después por Smeaton, el fundador de la ingeniería civil, quien en el año 1756 reconoció la necesidad de usar una mezcla de cal y puzolana italiana para reconstrucción de algunas partes, que estarían sumergidas por mareas, del tercer faro de Eddystone, en Inglaterra.

La albañilería fue importante en Europa occidental para controlar los desastrosos fuegos que crónicamente destruían sus ciudades medievales. Por ejemplo, después del gran fuego de 1666, Londres dejó de ser una ciudad de madera para convertirse en una ciudad de albañilería, exclusivamente para protegerse del fuego. Ya en 1620, Jacobo I, rey de Inglaterra, había proclamado una ordenanza ciertamente antecesora de nuestros actuales reglamentos de construcción que fijaba el espesor mínimo de los muros en sótanos y

primeros niveles en dos t medio espesores de ladrillo; ella fue seguida en 1625 por otra ordenanza que especificaba las dimensiones del ladrillo estándar.



Figura 11: Minarete (siglo IX) de sesenta metros de altura en la Gran Mezquita de Samarra actualmente Irak. Fuente: Gallegos, Héctor y Casabonne, Carlos, Albañilería Estructural (2005).

Mientras tanto, la albañilería esta aplicada en otras partes del mundo. La gran muralla china de nueve metros de alto tiene una gran parte de sus 2,400 kilómetros de largo construidos con ladrillos de arcilla y morteros de cal. Los árabes emplearon la albañilería en sus mezquitas y minaretes, y desarrollaron una construcción masiva en sus espesores, delicadísima en sus cierres y detallada y que poseía muchas veces un increíble alarde geométrico

La revolución industrial comenzó en Inglaterra en el siglo XVIII. Su primer efecto sobre la construcción ¡fue extender la aplicación de la albañilería de ladrillos de arcilla. Desde un inicio las grandes plantas para fabricar ladrillos se ubicaron en la vecindad de las minas de carbón, combustible abundante y barato. Por ello, el horno industrial se desarrolló sin tener en cuenta la eficacia del combustible; a comienzos del siglo XIX se calculó que se utiliza más de un kilo de carbón para quemar medio kilo de arcilla. Un paso adelante para mejorar esta situación lo constituyo el cambio de combustible, usualmente al gas de alumbrado, y el salto más importante fue el rediseño de los hornos, emprendido en países como Dinamarca, donde era muy grande la necesidad de economizar combustible.

En el Perú, el ladrillo no se fabrica localmente: se trae como lastre en los barcos que, en su viaje de vuelta, trasladaran el botín a España. Por ello la construcción es principalmente de adobe y caña hasta bien entrado el siglo XX. Es excepción la gran Penitenciaría de Lima,

construida entre 1856 y 1862, para la cual se instaló una fábrica en la que se moldearon casi siete millones de ladrillos e cerámica, que fueron trasladados a pie de obra mediante una línea de ferrocarril de cuatro kilómetros tendida ex profeso. La albañilería se elaboró con mortero de cal. En efecto de esta obra fue vulgarizar y posibilitar en laguna medida, en Lima, la construcción con albañilería.

Entre finales del siglo XVIII y el fin del siglo XIX ocurrieron los siguientes avances:

1796 Gran Bretaña. Parker patenta el cemento romano, que era, estrictamente hablando, una cal hidráulica.

1824 Gran Bretaña, Aspdin inventa y patenta el cemento portland

182? Europa. Se inventa la máquina para extruir los ladrillos de arcilla.

1825 Dinamarca. Se inventa el horno de producción continua.

1850 Gran Bretaña. Gibbs inventa y patenta el bloque de concreto.

1850 Francia. Lambot inventa el concreto armado.

1866 Gran Bretaña. Se inevnta y patenta el ladrillo silico – calcáreo.

1867 Francia. Monier plantea el concreto armado.

1880 Alemania. Inicio de la producción industrial del ladrillo silico - calcáreo.

1889 Francia. Cottancin patenta la albañilería reforzada.

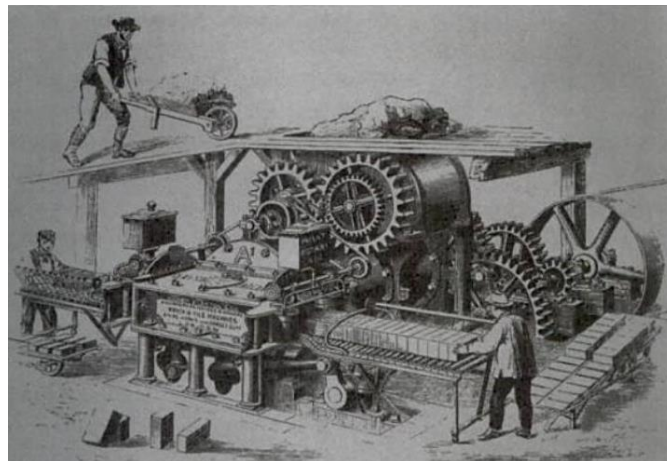


Figura 12: Máquina de Clayton (año 1863) para el proceso de extracción. Incluía desde la molienda de la arcilla hasta el corte de las unidades. Fuente: Gallegos, Héctor y Casabonne, Carlos, Albañilería Estructural (2005).

2.7 Hipótesis

Si diseñamos una estructura de albañilería confinada de acuerdo a las normas técnicas peruanas vigentes, entonces se debe llegar a obtener una estructura óptima y económica que cumpla con los requerimientos mínimos de rigidez y resistencia según las normas vigentes.

CAPITULO III

MATETARIAL Y MÉTODOS

3.1 Materiales

Para el presente trabajo se ha hecho uso de los siguiente:

3.1.1 Recursos humanos

Tesista

Asesor

3.1.2 Recursos materiales y servicios

Materiales bibliográficos

Materiales de escritorio

3.1.3 Recursos de equipos

01 computadora

01 mpresora

3.2 Metodología de la investigación

3.2.1 Universo y/o Muestra

Universo : Edificios de uso vivienda de albañilería confinada en la Región San Martín

Población : Edificios de uso vivienda de albañilería confinada en la Provincia de San Martín

Muestra : Diseño estructural de un edificio de cuatro pisos más azotea de albañilería confinada ubicado en el Distrito de la Banda de Shilcayo

3.2.2 Sistemas de variables

Para probar la Hipótesis planteada, será necesario obtener los siguientes datos:

Variable Independiente

- Estructuración, predimensionamiento, metrado de cargas y análisis estructural

Variable Dependiente

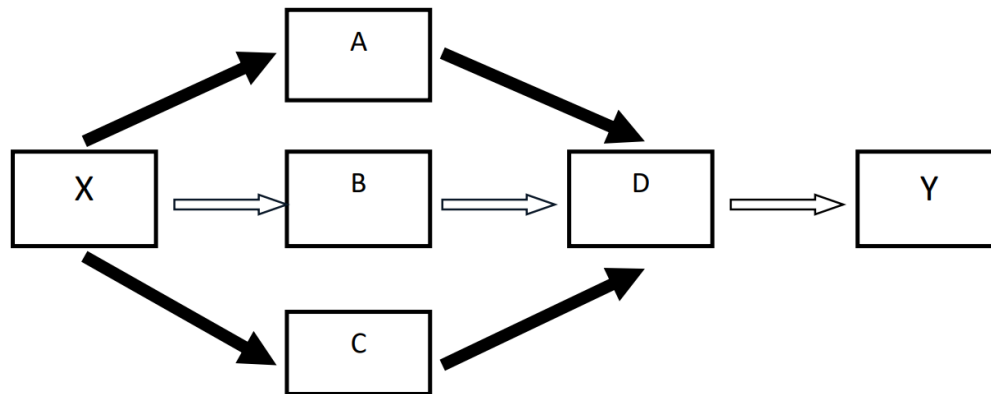
- Diseño óptimo de un edificio de albañilería confinada.

3.2.3 Tipos y Nivel de la investigación

Tipo: Investigación aplicada

Nivel: Básico

3.2.3.1 Diseño del método de la investigación



X: Situación inicial problematizada que requiere la intervención de estudio.

A: Estructuración.

B: Predimensionamiento.

C: Metrado de cargas.

D: Análisis estructural.

Y: Resultado de la intervención que presenta la alternativa de solución del diseño de la superestructura y subestructura del edificio de albañilería confinada.

3.2.4 Diseño de instrumentos

Con la finalidad de que esta investigación tenga el soporte científico, técnico y tecnológico se efectuó lo siguiente:

Primero se recopiló textos especializados sobre el análisis y diseño de edificaciones de albañilería confinada.

Segundo se revisó los conceptos sobre análisis estructural de edificaciones de albañilería, métodos a emplear, las cargas aplicables, el comportamiento de los materiales constitutivos de los elementos de la superestructura presentes en las Normas Técnicas de Estructuras del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Por otro lado, se ha efectuado el análisis con métodos aproximados.

3.2.4.1 Fuentes técnicas e instrumentos de selección de datos

Se utilizará Bibliografía Variada y adecuada para la Investigación, las cuáles se detallan en el marco teórico y en las referencias bibliográficas.

3.2.5 Procesamiento de la Información

Todos los cálculos se han efectuado usando hojas de Excel, y el desarrollo de la secuencia de análisis y diseño se ha hecho siguiendo lo recomendado en la Norma Técnica E.070 Albañilería para el caso de la superestructura de muros portantes de albañilería confinada y la Norma Técnica E.060 Concreto Armado de la subestructura de losa de cimentaciones concreto armado.

En este ítem se mostrará todos los resultados obtenidos de la investigación realizada, los datos estarán organizados mediante tablas o gráficos que organizarán los resultados más importantes que serán parte de un análisis y discusión posteriormente.

3.2.5.1 Descripción del proyecto

El presente documento tiene la finalidad de servir como sustento técnico del desarrollo del trabajo de investigación, **análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de cuatro pisos más azotea de albañilería confinada ubicado en el jr. santa rosa s/n, distrito de la banda de shilcayo, provincia y departamento de san Martín**, cuya área techada es de 151.80 m² de área.

Los departamentos de aproximadamente 64.35 m² cuentan con dos dormitorios, cocina, lavandería, sala, comedor, un baño completo y un medio baño distribuidos de la mejor manera posible; siendo dos departamentos por piso, lo que nos da un total de 8 viviendas.

La construcción estará emplazada en un terreno de área 704.5 m² de forma cuadrangular irregular. Contará con un área de patio de recreación y estacionamiento, tal como se aprecia en la siguiente figura:

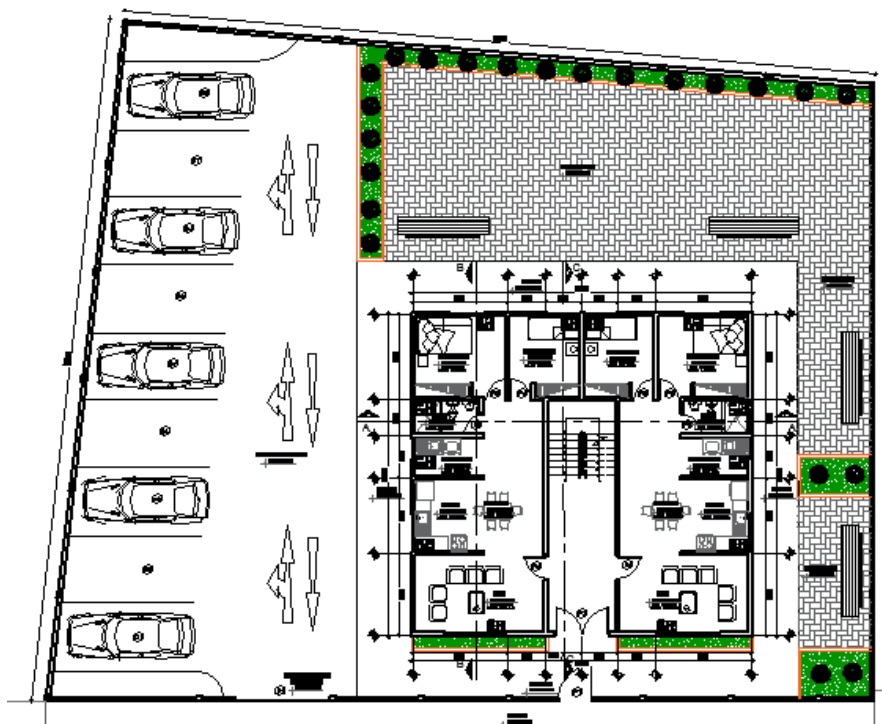


Figura 13: Vista en planta de la arquitectura general del Proyecto (Fuente: Elaboración propia).

De este proyecto se presentan una propuesta, cuya distribución arquitectónica se muestra en la siguiente figura:

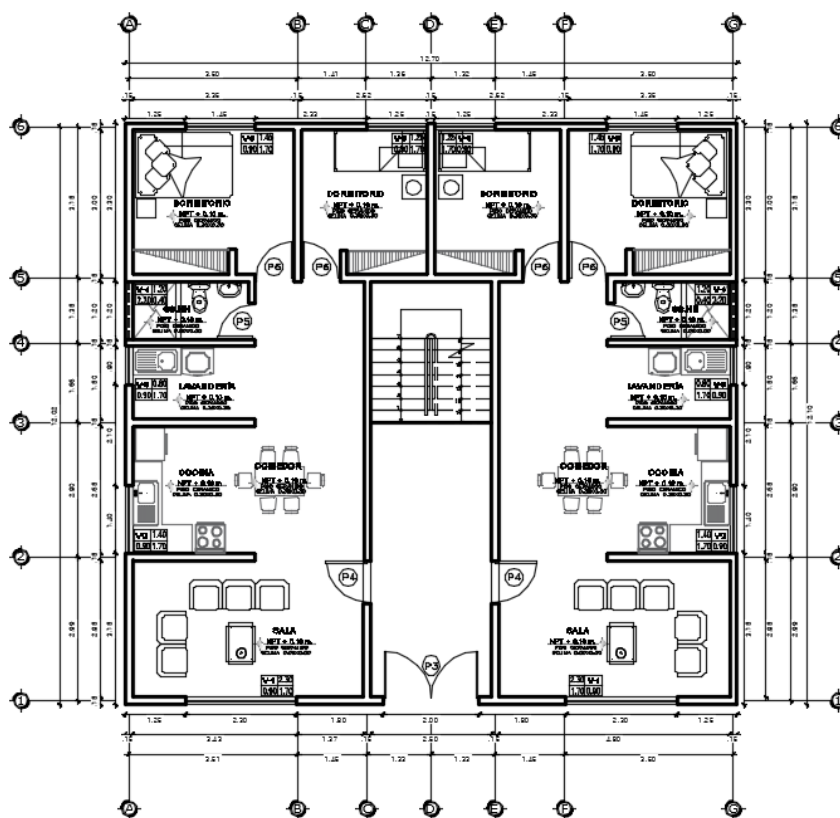


Figura 14: Distribución arquitectónica en planta del área techada del proyecto (Fuente: Elaboración propia).

La arquitectura de la edificación constará de 02 departamentos por piso, uno a cada lado de la escalera central que se aprecia en la Figura 2-1. Todos los pisos tendrán una altura de 2.52 m, incluyendo el espesor de la losa; además, como se aprecia en la figura, la distribución de ambientes en todos los pisos es típica, por lo que se tendrá continuidad de los muros desde la base hasta el último nivel, teniéndose entonces consideración de plantear la construcción con un sistema de muros estructurales de albañilería confinada. Adicionalmente, debe tenerse una estructura portante para la colocación de un tanque Rotoplas para el abastecimiento de agua en los departamentos, siendo este un factor muy importante en la propuesta, ya que esta se construirá sobre la escalera, a una altura tal que se garantice la presión mínima reglamentaria para abastecimiento doméstico.

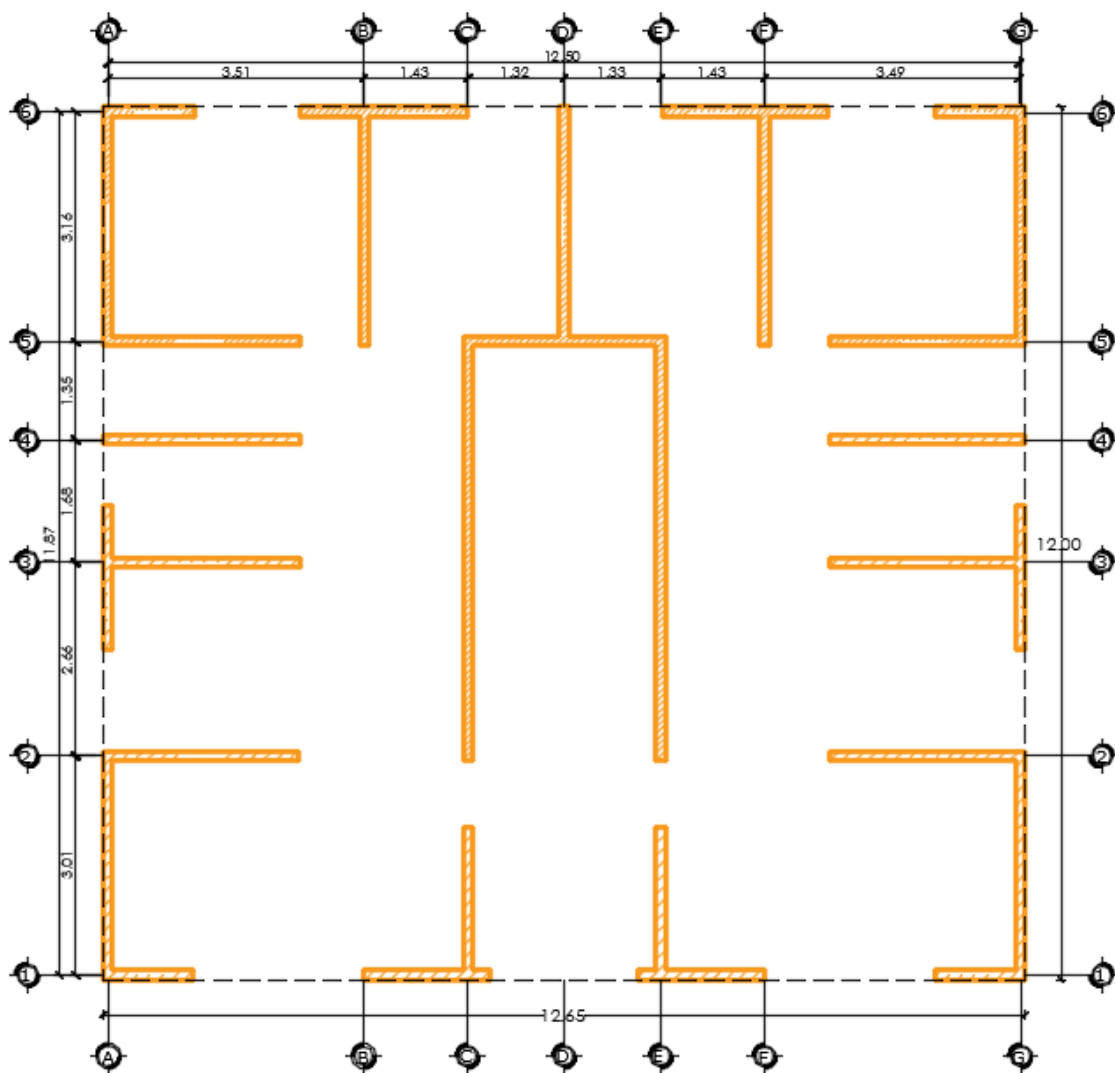


Figura 15: Designación definida de muros de albañilería (Fuente: Elaboración propia).

De acuerdo con el Estudio de Mecánica de Suelos realizado y las condiciones de sitio encontradas, se estableció que el tipo de suelo en el que se va a construir será del Tipo S2 (Intermedio), cuya capacidad de soporte encontrada para dimensionamiento preliminar y diseño de la cimentación es de 1.23 Kg/cm². (ver anexos).

El análisis y diseño estructural se realizó con Software comercial de CSI, utilizándose para el diseño de la superestructura el programa ETABS v2016, el diseño de las losas y cimentaciones se realizó con el programa SAP2000 v20 y, finalmente la escalera se diseñó con el programa Microsoft Excel v2019.

3.2.5.2 Normas empleadas

✓	Metrado de cargas	Norma E.020 de Cargas
✓	Análisis sísmico	Norma E.030 de Diseño Sismo Resistente
✓	Diseño de cimentaciones	Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones
✓	Diseño de concreto	Norma E.060 de Concreto Armado
✓	Diseño de albañilería	Norma E.070 de Albañilería

3.2.5.3 Cargas de diseño

Concreto Armado:

Los elementos estructurales de concreto armado se diseñaron para obtener en todas sus secciones **resistencias de diseño** (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (U), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipula en la Norma E.060. En todas las secciones de los elementos se debe cumplir:

- ✓ $U = 1.4CM + 1.7CV$
- ✓ $U = 1.25(CM \pm CV) \pm CS$
- ✓ $U = 0.90CM \pm CS$

Donde CM es la carga muerta, CV la carga viva Y CS la carga correspondiente al sismo.

Así mismo la Norma E.060 en el Artículo 9.3.2 señala que la **resistencia de diseño** (ϕR_n) proporcionada por un elemento, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deberán tomarse como la resistencia nominal multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia especificada a continuación:

Flexión sin carga axial 0.90

Carga axial y carga axial con flexión

Para carga axial de tracción con o sin flexión	0.90
Para carga axial de compresión con o sin flexión	
Para elementos con refuerzo en espiral	0.75
Para otros elementos	0.70
Corte y torsión	0.85
Aplastamiento del concreto	0.70
Concreto simple	0.65

Albañilería Confinada:

Los elementos de albañilería confinada se diseñaron empleando la Norma E.070, definido en el Artículo 3.3 como mampostería confinada por concreto armado en todo su perímetro vaciado posteriormente.

De acuerdo a la ubicación del edificio, la Tabla 2 del Artículo 5.3 indica que se deberán emplear unidades sólido - industriales en muros portantes distribuidos en todo el edificio, los cuales deben ser mayor o igual a 1.20 m para ser considerados como contribuyentes en la resistencia a las fuerzas horizontales, como indica el Artículo 17.

El Artículo 23.2 indica que su diseño se realizará por el método de resistencia, buscando que la estructura no sufra daños ante eventos sísmicos frecuentes (sismos moderados) y proveer la resistencia necesaria para soportar el sismo severo limitando el nivel de daños en los muros para que sean económicamente reparables.

Se debe buscar que los elementos de concreto y de acoplamiento entre muros fallen por ductilidad antes que los muros de albañilería. Estos últimos deben fallar por corte ante un sismo severo, por lo que fueron diseñados por capacidad para que proporcionen una resistencia al corte mayor o igual que la carga producida por sismo severo.

3.2.5.4 Datos Generales

Ubicación del edificio	: Dist. La Banda de Shilcayo, Prov. y Dpto. San Martín.
Uso	: Vivienda
Sistema de techado	: Losa maciza bidireccional, $e = 0.12$ m
Azotea	: Utilizable, con parapetos y tanque Rodoplas de 5 m^3
Altura de piso a techo, h	: 2.80 m

Ancho de puertas	: Ingreso: 0.90 m, Dormitorios: 0.80 m, S.H.: 0.70 m
Altura de alfeizares	: h = 0.90 m (excepto en S.H. donde h = 2.20 m)
Longitud de ventanas	: Sala – Comedor: L = 2.25 m, Cocina: L = 1.50 m, Lavandería: 0.90 m, S.H. = 0.60 m, Dormitorios: Matrimonial: L = 1.20 m E hijos: L = 1.50 m y Escalera: L = 2.50 m.
Peralte de vigas soleras	: 0.12 m (igual al espesor del techo)
Peralte de vigas dinteles	: 0.30 m

3.2.5.5 Propiedad de los materiales

Albañilería: King Kong Industrial (Tabla 9; Artículo 13 NTE E.070).

Unidades de albañilería:

CLASE	: IV
TIPO	: Sólido Industrial (30% de huecos)
Mortero tipo P2	: cemento-arena 1: 4
Resistencia a compresión axial de las unidades	: $f'_b = 145 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a compresión axial en pilas	: $f'_m = 65 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia al corte en muretes	: $v'm = 8.1 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad ($E_m = 500f'_m$)	: $E_m = 32,500 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de corte ($G_m = 0.40E_m$)	: $G_m = 13,000 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de poisson	: $\nu = 0.25$

Concreto:

Resistencia a la compresión	: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad ($15,000\sqrt{f'_c}$)	: $217370.65 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de corte ($G = \frac{E_c}{2.3}$)	: $G = 94508.98 \text{ kg/cm}^2$
Deformación unitaria máxima	: $\epsilon_{cu} = 0.003$
Módulo de poisson	: $\nu = 0.15$

Acero de Refuerzo (Corrugado, grado 60)

Esfuerzo de Fluencia	: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Deformación unitaria máxima	: 0.0021
Módulo de Elasticidad	: $E_s = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$

losas armadas en dos direcciones se considera el criterio recomendado del libro de concreto armado del Ing. Antonio Blanco:

$$h \geq \left[\frac{2 * (A + B)}{180}; \frac{B}{40} \right]$$

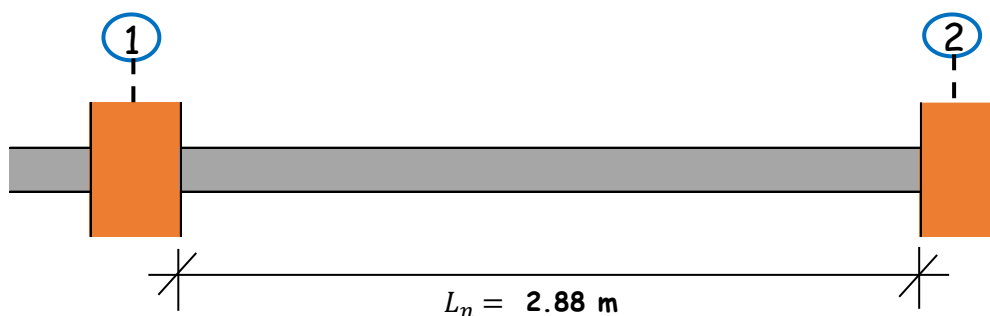
Donde:

h = Peralte de la losa armada bidireccional (m)

A = Luz libre del tramo menor (m)

B = Luz libre del tramo mayor (m)

El paño mayor de la losa corresponde al ubicado en la parte posterior del edificio que corresponde a los dormitorios. La luz libre máxima es de 6.02 m y la luz libre mínima es de 3.02 m, por lo tanto, tenemos:



$$Si = \begin{cases} B \leq 4 \text{ m, Losa maciza.} \\ B > 4 \text{ m, Losa aligerada.} \end{cases}$$

Luz libre menor, A : 2.88 m \Rightarrow ...Losa maciza

Luz libre mayor, B : 4.81 m

$$Si = \begin{cases} \beta > 2, Losa en una dirección \\ \beta \leq 2, Losa en dos direcciones \end{cases}$$

$$\beta = \frac{B}{A} \Rightarrow \beta = 1.67 \quad \dots \text{Losa en dos direcciones}$$

$$h \geq \max \left[\frac{P}{180}; \frac{B}{40} \right]$$

$$h \geq \left[\frac{2 * (2.88 + 4.81)}{180}; \frac{4.81}{40} \right]$$

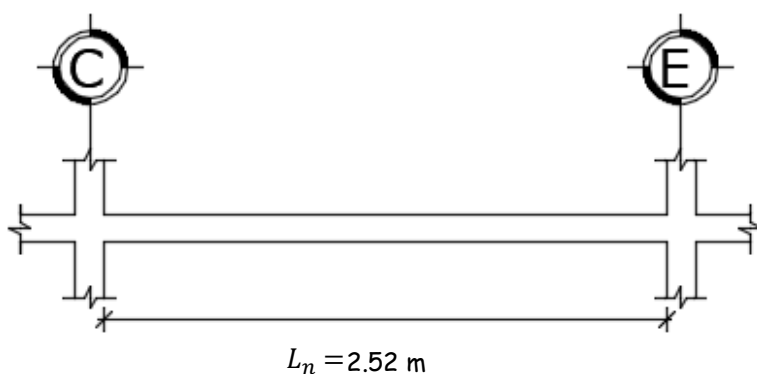
$$h \geq [0.09 \text{ m}; 0.12 \text{ m}]$$

$$h = 0.12 \text{ m}$$

Dado que este paño es el mayor y por tratarse de un edificio de vivienda económica, se utilizarán losas macizas de $h = 0.12$ m, con excepción de la zona de baños que tendrán 5 cm más de la losa con la finalidad de embeber las tuberías de desagua correspondiente, con ello la altura de piso al fondo de losa es de $2.40 + 0.12 = 2.52$ m

3.2.5.7.2 Viga chata.

Las vigas chatas tendrán un diseño simple con el mismo espesor de la losa y ancho suficiente para albergar el acero mínimo (0.50×0.12 m²) y servirán únicamente para apoyo de la escalera.



Metrado de cargas:

Acabados: 60 Kg/m^2
S/C: 200 Kg/m^2

Carga última: $w_u = 1.4D + 1.7L \Rightarrow w_u = 0.0424 \text{ Kg/cm}^2$

Profundidad de viga peraltada: $h = \frac{L_n}{\left(\frac{4.01}{\sqrt{w_u}}\right)} \Rightarrow h = L_n/19$

Profundidad de viga chata: $h_{VCH} = 0.12$ m

Ancho de viga chata: $b_{VCH} \geq 0.25 * \left(\frac{L_n}{19h_{VCH}}\right)^2$

$$b_{VCH} \geq 0.31 \text{ m}$$

$$b_{VCHA} = 0.50 \text{ m}$$

$$h = 0.12 \text{ m}$$

3.2.5.7.3 Vigas dinteles

Las vigas dinteles se encuentran ubicadas en los vanos correspondientes a las puertas y ventanas, tienen un peralte de 0.30 m y un ancho igual al de los muros colindantes 0.13 m.

$$h = 0.30 \text{ m}$$

$$b_w = 0.13 \text{ m}$$

3.2.5.7.4 Muros de albañilería

Espesor efectivo de muro

Para el diseño del muro de albañilería se eligió utilizar ladrillos clase IV sólidos (30% de huecos) tipo King Kong Industrial, según la Tabla N°9 de la Norma E.070, con aparejo de soga con un espesor de 0.13 m. Se verifica el espesor mínimo requerido mediante el Artículo 19 de la Norma E.070 en relación a la altura libre “h” entre los elementos de arriostre horizontales:

$$h \geq \frac{h}{20}$$

$$h \geq \frac{2.80 \text{ m}}{20} = 0.14 \text{ m}$$

$$h = 0.13 \text{ m}$$

Por lo tanto, el amarre de soga será utilizado para los muros de albañilería confinada con un espesor de 0.13 m.

Densidad de muros

Como parte del dimensionamiento y estructuración del edificio, se debe calcular la densidad mínima de muros portantes mediante la siguiente expresión del artículo 19.2 de la Norma E.070:

$$\frac{\text{Área de corte de los muros reforzados}}{\text{Área de la planta típica}} = \frac{\sum L * t}{A_p} \geq \frac{Z * U * S * N}{56}$$

Donde:

L= Longitud total del muro incluyendo columnas mayores a 1.20 m (m)

T= Espesor efectivo del muro (m)

A_p= Área de la planta típica (m²)

N= Número de pisos del edificio

Además, de la Norma E.030 tenemos:

- ✓ Z= Factor de zona sísmica. En San Martín (Zona 3) corresponde, Z=0.35
- ✓ U= Factor de importancia. Edificio de vivienda (categoría C), U=1.00

✓ S= Factor de suelo (rígido), le corresponde, S =1.00

$$\frac{Z * U * S * N}{56}$$

$$\frac{0.35 * 1 * 1 * 4}{56} = 0.0250$$

En la siguiente tabla se presenta la longitud de los muros, área de corte (L*t), numero de muros de iguales características y además la verificación de la densidad de muros en cada dirección.

Tabla 14

Densidad de muros portantes.

Dirección X-X						Dirección Y-Y					
Muro	L (m)	t (m)	L*t (m ²)	n	n*L*t (m ²)	Muro	L (m)	t (m)	L*t (m ²)	n	n*L*t (m ²)
1X	1.24	0.13	0.16	2	0.32	1Y	3.14	0.13	0.41	2	0.82
2X	1.74	0.13	0.23	2	0.45	2Y	1.98	0.13	0.26	2	0.51
3X	2.69	0.13	0.35	3	1.05	3Y	3.29	0.13	0.43	3	1.28
4X	2.69	0.13	0.35	2	0.7	4Y	3.29	0.13	0.43	2	0.86
5X	2.69	0.13	0.35	2	0.7	5Y	2.08	0.13	0.27	2	0.54
6X	2.69	0.13	0.35	2	0.7	6Y	2.75	0.13	0.36	2	0.72
7X	2.78	0.13	0.36	1	0.36	7Y	3.10	0.13	0.40	2	0.81
8X	1.24	0.13	0.16	2	0.32	8y	3.29	0.13	0.43	1	0.43
9X	2.28	0.13	0.30	2	0.59	---	---	---	---	---	---

Fuente: Elaboración propia.

$$\sum n * L * t = 5.20 \text{ m}^2$$

$$A_p = 151.80 \text{ m}^2$$

$$\frac{\sum n * L * t}{A_p} = 0.0342$$

$$\sum n * L * t = 5.96 \text{ m}^2$$

$$A_p = 151.80 \text{ m}^2$$

$$\frac{\sum n * L * t}{A_p} = 0.0393$$

En la dirección X-X se observa que el resultado de la expresión (0.0342) es mayor al mínimo requerido (0.0250), damos valida la densidad de muros, teniendo en cuenta los factores amplificados de seguridad empleados en la norma. En el caso de la dirección Y-Y, el resultado (0.0393) es mayor que el mínimo solicitado (0.0250). Se ha considerado para este análisis que todos los muros existentes son de albañilería confinada.

3.2.5.7.5 Escalera

Se dimensionará la escalera con la siguiente ecuación:

$$t = \left[\frac{L_n}{25}; \frac{L_n}{20} \right]$$

Donde:

h : Altura entre piso (m)

t : Espesor de la garganta de la escalera (m)

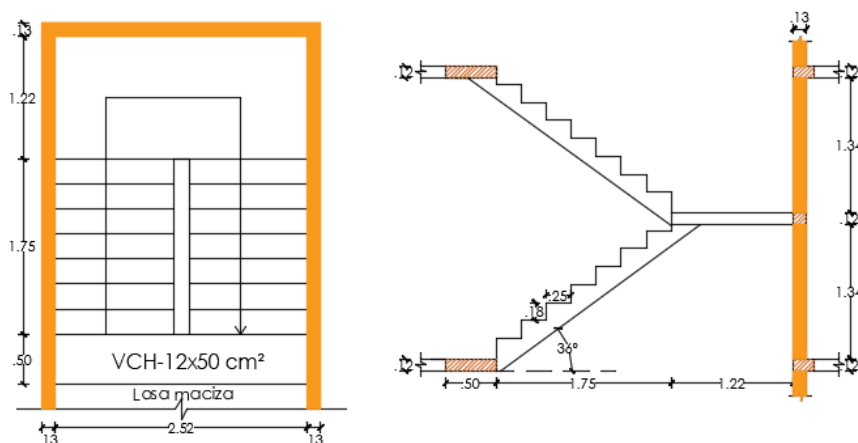


Figura 17: Elevación y planta de escalera. Fuente: Elaboración propia.

$$t = \left[\frac{2.97 \text{ m}}{25}; \frac{2.97 \text{ m}}{20} \right]$$

$$t = [0.119 \text{ m}; 0.149 \text{ m}]$$

$$t = 0.12 \text{ m}$$

Se considerará un espesor de 0.12 m en la garganta de la escalera para una mejor distribución de acero en el concreto. De los planos de arquitectura del proyecto se tienen pasos de 0.25 m de longitud. Además, la escalera cuenta con 16 contra pasos cuya altura se define a continuación:

$$cp = \frac{h_n}{16} = \frac{2.92 \text{ m}}{16}$$

$$cp = 0.18 \text{ m}$$

Se debe cumplir la siguiente expresión:

$$0.60 \leq 2 * cp + p \leq 0.64$$

$$0.60 \leq 2 * 0.18 + 0.25 \leq 0.64$$

$$0.60 \leq 0.61 \leq 0.64$$

Por lo tanto, se aceptan las dimensiones indicadas para los elementos de la escalera.

3.2.5.7.6 Tanque elevado

La losa de apoyo tendrá un espesor de 0.12 m.

Por características geométricas del edificio, la base del tanque será de 3.09 x 2.78 m. De acuerdo al inciso b) del Artículo 2.2 de la Norma IS.010 correspondiente a Instalaciones Sanitarias para Edificaciones, cada departamento debe tener una dotación diaria de 850 litros pues cuenta con dos dormitorios; habiendo en total 8 departamentos, se llega a una dotación total de 13,600 litros por día.



Figura 18: Tanque de polietileno Rotoplas. Fuente: Elaboración propia.

Como ha sido indicado en la descripción del proyecto, se empleará una combinación de cisterna externa al edificio, bomba de elevación y tanque elevado. El inciso e) del Artículo 2,4 indica que para este caso la capacidad del tanque elevado debe ser por lo menos la tercera parte de la dotación diaria, es decir, no menor a 4,533.33 litros por día. Se consideró tener un tanque Rotoplas alcanzando un volumen de 5 m³ o 5,000 litros, superando el almacenamiento mínimo requerido.

Dotación Diaria				
Ambiente:	No. Dpto	No. Dor./Dpto	Dotación	Demanda
Dpto.	8 dpto	2	850 lt/dpto/d	13600 lt/d

Demanda total por día: 13600 lt = 13.60 m³

Volumen requerido del tanque: $V_t = 1/3D \Rightarrow V_t = 4.53 \text{ m}^3$

$$V_t = 5 \text{ m}^3$$

3.2.5.8 Metrado de cargas

3.2.5.8.1 Pesos unitarios y cargas directas

Se definen a continuación los pesos unitarios a emplearse para la carga muerta (CM) y carga viva (CV) según lo indicado en la NTE.020:

Carga Muerta (D)

Peso del concreto armado	:	$\gamma = 2,400 \text{ kg/m}^3$
Peso de muros de albañilería	:	$\gamma = 1,800 \text{ kg/m}^3$
Peso del tarrajeo	:	$\gamma = 2,000 \text{ kg/m}^3$
Peso del piso terminado	:	$\gamma = 20 \text{ kg/cm/m}^2$

Carga Viva (L)

s/c viviendas	:	$w = 200 \text{ kg/m}^2$
s/c corredores y escaleras	:	$w = 200 \text{ kg/m}^2$
s/c azotea	:	$w = 100 \text{ kg/m}^2$

3.2.5.8.2 Cargas directas

Con estos datos presentados, se calculan las cargas unitarias de los elementos:

- Peso volumétrico de muros de soga de albañilería con 1 cm de tarrajeo:

$$\frac{1800 * 0.13 + 2000 * 0.02}{0.13} = 2,108 \text{ kg/m}^3$$

- Peso volumétrico de viga dintel con 1 cm de tarrajeo:

$$\frac{2400 * 0.13 + 2000 * 0.02}{0.13} = 2,708 \text{ kg/m}^3$$

Peso Propio

$$\text{Losa maciza} \quad 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.12\text{m} = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Piso terminado} \quad 20 \text{ kg/cm/m}^2 * 3 \text{ cm} = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio losa} \quad (288 \text{ kg/m}^2 + 60 \text{ kg/m}^2) = 348 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Muros albañilería} \quad 1,800 \text{ kg/m}^3 * 0.13\text{m} + 2,000 \text{ kg/m}^3 * 0.02 \text{ m} = 274 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Viga dintel} \quad 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.13\text{m} + 2,000 \text{ kg/m}^3 * 0.02 \text{ m} = 352 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Viga chata} \quad 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.12 \text{ m} = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Viga solera} \quad 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.13\text{m} = 312 \text{ kg/m}^2$$

Para obtener las cargas directas sobre los muros tanto de albañilería como de concreto armado, se emplearon las secciones verticales típicas mostradas en la siguiente figura:

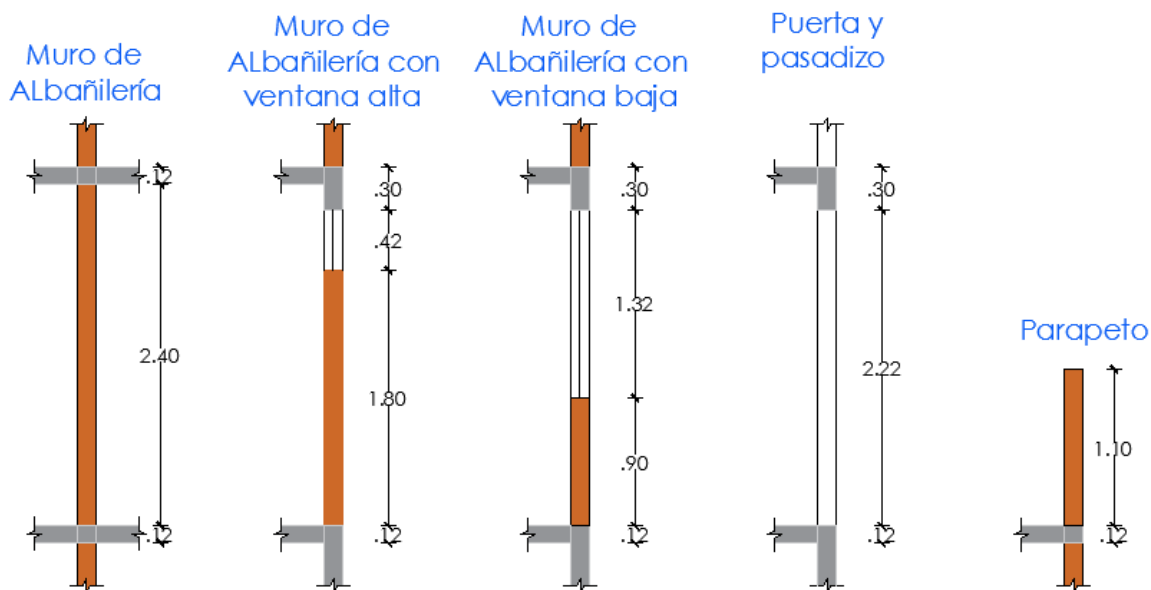


Figura 19: Secciones verticales típicas. Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a lo indicado, se calcularon las siguientes cargas para el metrado de muros:

Cargas Directas Piso Típico

Muros de albañilería con solera de 0.12 m

$$w = 274 \text{ kg/m}^2 * 2.80 \text{ m} + 312 \text{ kg/m}^2 * 0.12 \text{ m} = 804.64 \text{ kg/m}$$

Vigas dinteles:

$$w = 352 \text{ kg/m}^2 * 0.30 \text{ m} = 105.6 \text{ kg/m}$$

Viga chata:

$$w = 288 \text{ kg/m}^2 * 0.50 \text{ m} = 144 \text{ kg/m}$$

Tabiquería:

$$H=0.90 \text{ m: } w = 274 \text{ kg/m}^2 * 0.90 \text{ m} = 274 \text{ kg/m}$$

$$H=1.80 \text{ m: } w = 274 \text{ kg/m}^2 * 2.20 \text{ m} = 603 \text{ kg/m}$$

Cargas Directas Azotea

Parapeto:

$$H = 1.10 \text{ m: } w = 274 \text{ kg/m}^2 * 1.10 = 301 \text{ kg/m}$$

3.2.5.8.3 Cargas Indirectas

Las siguientes áreas tributarias han sido obtenidas de acuerdo a la distribución de los muros bajo el procedimiento del sobre cómo se indica en la siguiente figura:

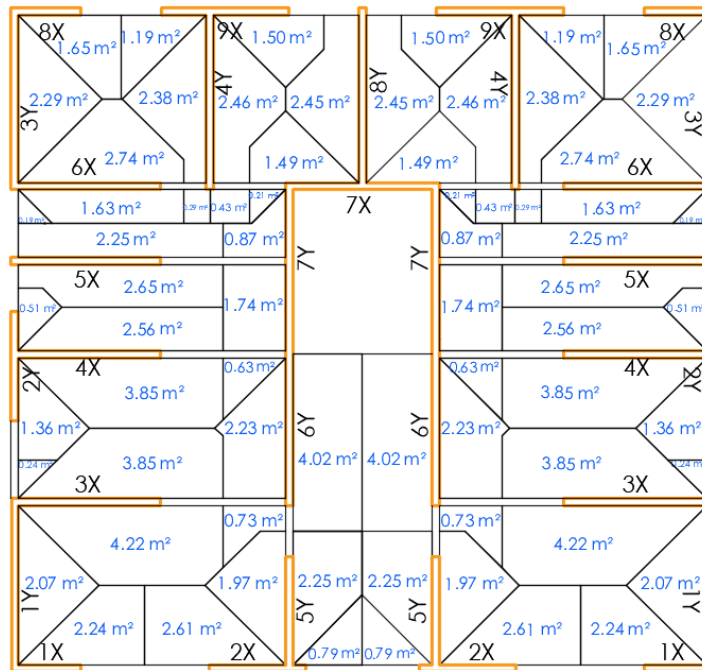


Figura 20: Áreas tributarias (Fuente: Elaboración propia).

Tabla 15:

Áreas tributarias.

Muros en el Eje X				Muros en el Eje Y			
Muro	L (m)	A. Inf. (m ²)		Muro	L (m)	A. Inf. (m ²)	
		Típ.	Azot.			Típ.	Azot.
1X	1.23	2.21	2.21	1Y	3.13	2.31	2.31
2X	1.51	2.61	2.61	2Y	1.98	1.95	1.95
3X	2.68	8.18	8.18	3Y	3.28	2.47	2.47
4X	2.68	6.35	6.35	4Y	3.28	5.54	5.54
5X	2.68	4.68	4.68	5Y	2.08	4.99	4.99
6X	2.68	4.35	4.35	6Y	2.86	6.39	6.39
7X	2.78	3.44	3.44	7Y	2.96	3.09	3.09
8X	1.23	1.63	1.63	8y	3.28	4.88	4.88
9X	2.28	2.69	2.69	---	---	---	---

Fuente: Elaboración propia.

3.2.5.9 Alféizares y parapetos.

Los tabiques de albañilería están aislados de la estructura principal y por tanto no tiene responsabilidad sísmica. La altura de piso es de 2.52 m, al ubicarse bajo las vigas soleras de 0.12 m de peralte, la altura del tabique será la diferencia correspondiente a 1.80 m. La losa en los baños cuenta con 5 cm de mayor espesor para las instalaciones sanitarias. Los alféizares son de 0.90 m de altura.

Sabemos que el peso específico de la albañilería es de $\gamma_{alb} = 1,800 \text{ kg/m}^3$, y el espesor definido es de $t = 0.13 \text{ m}$. El peso correspondiente a la tabiquería sobre cada muro, donde h y L son la altura y longitud del tabique respectivamente se obtiene con:

$$PPT = \gamma_{alb} * t * h * L/2$$

Tabla 16

Metrado de cargas.

Muro	Tabiquería piso típico					Tabiquería azotea						
	h = 2.2 m L (m)	P (kg)	h = 0.9 m L (m)	P (kg)	Total (kg)	Muro	h = 2.2 m L (m)	h = 0.9 m L (m)	h = 0.9 m L (m)	h = 1.1 L (m)	P (kg)	Total (kg)
1X	---	---	1.16	286.1	286.1	1X	---	---	---	2.40	722	722
2X	---	---	2.42	596.8	596.8	2X	---	---	---	4.16	1252	1252
3X	---	---	---	---	---	3X	---	---	---	---	---	---
4X	---	---	---	---	---	4X	---	---	---	---	---	---
5X	0.61	367.8	0.41	101.1	468.9	5X	---	---	---	1.02	307	307
6X	---	---	---	---	---	6X	---	---	---	---	---	---
7X	---	---	---	---	---	7X	---	---	---	---	---	---
8X	---	---	0.74	182.5	182.5	8X	---	---	---	1.98	596	596
9X	---	---	1.37	337.8	337.8	9X	---	---	---	3.65	1099	1099
1Y	---	---	0.71	175.1	175.1	1Y	---	---	---	3.85	1159	1159
2Y	---	---	1.12	276.2	276.2	2Y	---	---	---	3.10	933	933
3Y	0.61	367.7	---	---	367.7	3Y	---	---	---	3.90	1174	1174
4Y	---	---	---	---	---	4Y	---	---	---	---	---	---
5Y	---	---	---	---	---	5Y	---	---	---	---	---	---
6Y	---	---	---	---	---	6Y	---	---	---	---	---	---
7Y	---	---	---	---	---	7Y	---	---	---	---	---	---
8y	---	---	1.27	313.2	313.2	8y	---	---	---	1.27	382	382

Fuente: Elaboración propia.

3.2.5.10 Vigas dinteles

Se presenta a continuación la longitud total de vigas dinteles que carga cada muro portante. Esta longitud se multiplicará más adelante con la carga directa para obtener el peso correspondiente.

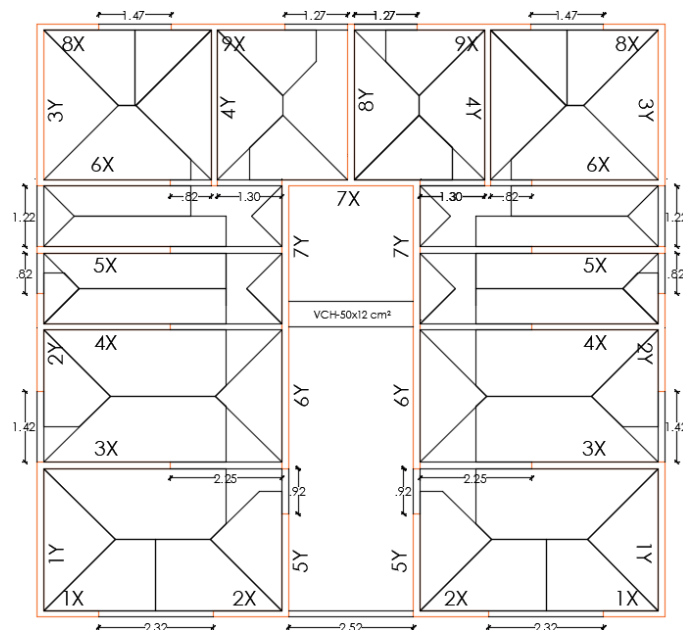


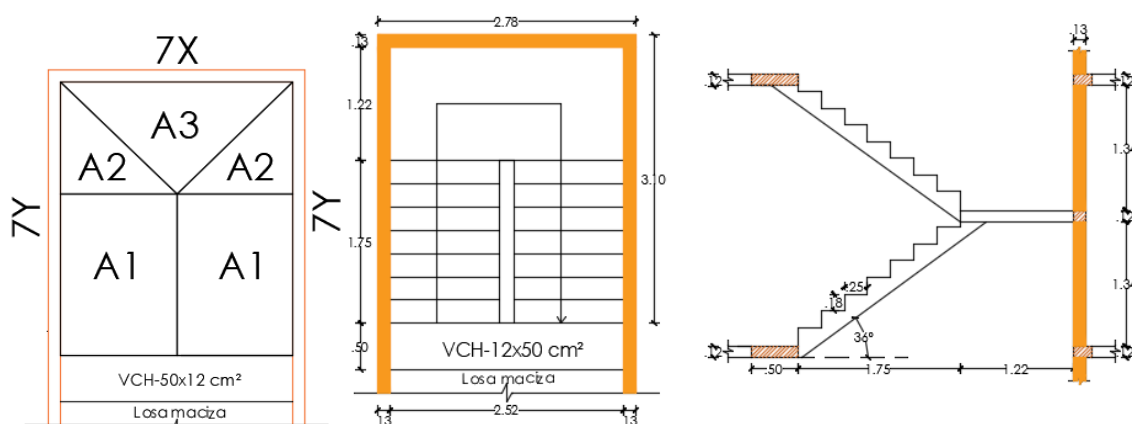
Figura 21: Longitudes tributarias (Fuente: Elaboración propia)

Tabla 17*Longitud de influencia.*

Muro	L. Inf	Muro	L. Inf
1X	1.16	1Y	0.71
2X	2.42	2Y	1.12
3X	1.13	3Y	0.61
4X	1.13	4Y	1.06
5X	2.15	5Y	0.46
6X	0.41	6Y	3.41
7X	1.30	7Y	1.69
8X	0.74	8y	1.27
9X	1.37	---	---

Fuente: Elaboración propia.**3.2.5.11 Escalera**

La escalera consta de dos tramos los cuales serán modelados como losas apoyadas directamente en los muros 7x y 7y superior. Además, tenemos las siguientes vistas en planta y elevación con dimensiones, para calcular la longitud de los tramos inclinados de la escalera:

*Figura 22:* Cargas provenientes de la escalera en piso típico (Fuente: Elaboración propia).

Para las losas inclinadas se utilizará la siguiente expresión tomada del Blog del Ing. San Bartolomé:

$$w_{pp} = \gamma_c \left[\frac{cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]$$

Donde:

w_{pp} : Peso directo de la escalera (kg/m²)

γ_c : Peso específico del concreto (kg/m³)

cp : Contrapaso (m)

p : Paso (m)

t : Espesor de la garganta de la escalera (m)

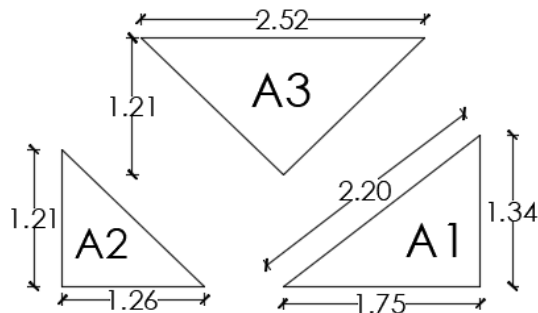
Por tanto:

$$w_{pp} = 2,400 \text{ kg/m}^3 \left[\frac{0.18 \text{ m}}{2} + 0.12 \text{ m} * \sqrt{1 + \left(\frac{0.18 \text{ m}}{0.25 \text{ m}} \right)^2} \right]$$

$$w_{pp} = 570.88 \text{ kg/m}^2$$

Losa A1

Ancho = 1.21 m
 Longitud = 2.20 m
 Área = 2.67 m²
 P.Terminado = 60 kg/m²
Carga = 571 kg/m²
 wD = 1684.46 kg
 wL = 534 kg



Losa A2

Concreto = 2400 kg/m³
 Base = 1.26 m
 Altura = 1.21 m
 P.Terminado = 60 kg/m²
 Área = 0.76 m²
 Espesor = 0.12 m

 wD = 264.48 kg
 wL = 152 kg

Peso en Muro 7x: A3

wD = 528.96 kg

wL = 304 kg

Losa A3

Concreto = 2400 kg/m³
 Base = 2.52 m
 Altura = 1.21 m
 P.Terminado 60 kg/m²
 Área = 1.52 m²
 Espesor = 0.12 m

 wD = 528.96 kg
 wL = 304 kg

Peso en Muro 7y: A1+A2

wD = 1948.94 kg

wL = 686 kg

3.2.5.12 Tanque elevado

Concreto armado : $\gamma_c = 2,400 \text{ kg/m}^3$

Agua : $\gamma_{h_2o} = 1,000 \text{ kg/m}^3$

Volumen de agua : $V = 5.00 \text{ m}^3$

Espesor de losa de apoyo : $t = 0.12 \text{ m}$

Teniendo en cuenta que el tanque elevado se encuentra sostenido por muros portantes de 2.00 m de altura y 0.12 m de espesor, se presenta la planta y elevación de la estructura:

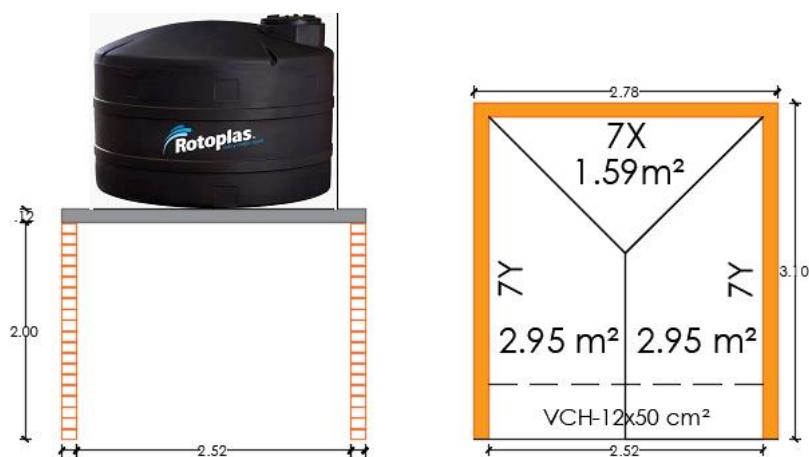


Figura 23: Losa de apoyo y tanque de polietileno (Fuente: Elaboración propia)

Como indica la planta, el área tributaria para los muros en el eje X es de 1.59 m^2 , y para los muros del eje Y corresponde un área tributaria de 2.95 m^2 . A continuación, se presentan los datos y cálculos para el peso total en los muros 7x y muros 7y:

Losa de apoyo X-X

Concreto armado:	2400 kg/m^3
Ancho :	2.78 m
Longitud:	3.10 m
Espesor:	0.12 m
Área H ₂ O:	8.62 m^2
w H ₂ O:	625 kg/m^2
Área tributaria:	1.59 m^2
Peso propio:	457.92 kg
Peso agua:	993.75 kg
Total, estructura tanque :	1451.67 kg

Muro de albañilería X-X

Albañilería confinada:	586 kg/m
Altura:	2.00 m
Longitud:	2.78 m
Espesor:	0.13 m
Peso propio:	1627.75 kg

Peso en Muro 7x: 3079.42 kg

Losa de apoyo Y-Y

Concreto armado:	2400 kg/m^3
Ancho:	2.78 m
Longitud:	3.10 m
Espesor:	0.12 m
Área H ₂ O:	8.62 m^2
w H ₂ O:	625 kg/m^2
Área tributaria:	2.95 m^2
Peso propio:	849.60 kg
Peso agua:	1843.75 kg
Total, estructura tanque :	2693.35 kg

Muro de albañilería Y-Y

Albañilería confinada:	586 kg/m
Altura:	2.00 m
Longitud:	3.10 m
Espesor:	0.13 m
Peso propio:	1815.11 kg

Peso en Muro 7y: 4508.46 kg

3.2.5.13 Muros de albañilería

Definidas las cargas para piso típico y azotea, se realiza el metrado de los muros de la estructura. Como se indicó en la sección anterior, la distribución de muros inicial de muros de albañilería confinada no sería definitiva. En el análisis sísmico se concluyó que, si bien la albañilería tenía desplazamientos mayores a los máximos permitidos, todos cumplían con la resistencia requerida. Por tal motivo se descartó la utilización de elementos de concreto armado.

A manera de ejemplo, se presenta el metrado realizado para el Muro 8x:

Carga Muerta			Total
	Área tributaria	Carga Unitaria	
Losa	1.56 m ²	348 kg/m ²	542.88 kg
	Longitud	Carga Directa	
Muro	1.24 m	804.64 kg/m	997.75 kg
Viga	0.74 m	105.60 kg/m	78.14 kg
Tabiquería	0.74 m	247.00 kg/m	182.78 kg
			PD = 1801.56 kg
Carga Viva			Total
	Área tributaria	Carga Unitaria	
Losa	1.56 m ²	200 kg/m ²	312.00 kg
			PL = 312 kg

Se presenta un resumen de metrados para para piso típico y azotea:

Tabla 18

Cargas de gravedad – Pisto típico.

Muro	L (m)	† (m)	LT (m)	AT (m ²)	PP (kg)	Losa (kg)	VD (kg)	VP (kg)	Tab. (kg)	Esc. (kg)	TE (kg)	PD (kg)	PL (kg)
1X	1.24	0.13	1.16	2.24	998	779.5	122	---	286	---	---	2185.83	448
2X	1.74	0.13	2.42	3.4	1400	1183	256	---	597	---	---	3435.60	680
3X	2.69	0.13	1.13	8.07	2164	2808	119	---	---	---	---	5092.17	1614
4X	2.69	0.13	1.13	6.41	2164	2231	119	---	---	---	---	4514.49	1282
5X	2.69	0.13	2.15	4.9	2164	1705	227	---	469	---	---	4565.66	980
6X	2.69	0.13	0.41	4.37	2164	1521	43.3	---	---	---	---	3728.54	874
7X	2.78	0.13	1.30	3.4	2237	1183	137	---	---	529	---	4086.34	680
8X	1.24	0.13	0.74	1.65	998	574.2	78.1	---	182	---	---	1832.58	330
9X	2.28	0.13	1.37	2.69	1835	936.1	145	---	338	---	---	3253.21	538
1Y	3.14	0.13	0.71	2.31	2527	803.9	75	---	175	---	---	3580.51	462
2Y	1.98	0.13	1.12	1.87	1593	650.8	118	---	276	---	---	2638.41	374
3Y	3.29	0.13	0.61	2.48	2647	863	64.4	---	368	---	---	3942.43	496
4Y	3.29	0.13	1.06	5.56	2647	1935	112	---	---	---	---	4694.08	1112
5Y	2.08	0.13	0.46	4.22	1674	1469	48.6	---	---	---	---	3190.79	844
6Y	2.75	0.13	3.41	6.98	2213	2429	360	100.1	---	---	---	5101.98	1396
7Y	3.10	0.13	1.69	3.24	2494	1128	178	100.1	---	1949	---	5849.39	648
8y	3.29	0.13	1.27	4.9	2647	1705	134	---	313	---	---	4799.76	980

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 19*Cargas de gravedad – Azotea.*

Muro	L (m)	t (m)	LT (m)	AT (m ²)	PP (kg)	Losa (kg)	VD (kg)	VP (kg)	Tab. (kg)	Esc. (kg)	TE (kg)	PD (kg)	PL (kg)
1X	1.24	0.13	1.16	2.24	---	---	---	---	722	---	---	722.40	---
2X	1.74	0.13	2.42	3.4	---	---	---	---	1252	---	---	1252.16	---
3X	2.69	0.13	1.13	8.07	---	---	---	---	---	---	---	0.00	---
4X	2.69	0.13	1.13	6.41	---	---	---	---	---	---	---	0.00	---
5X	2.69	0.13	2.15	4.9	---	---	---	---	307	---	---	307.02	---
6X	2.69	0.13	0.41	4.37	---	---	---	---	---	---	---	0.00	---
7X	2.78	0.13	1.30	3.4	---	---	---	---	---	---	3079	3079.42	---
8X	1.24	0.13	0.74	1.65	---	---	---	---	596	---	---	595.98	---
9X	2.28	0.13	1.37	2.69	---	---	---	---	1099	---	---	1098.65	---
1Y	3.14	0.13	0.71	2.31	---	---	---	---	1159	---	---	1158.85	---
2Y	1.98	0.13	1.12	1.87	---	---	---	---	933	---	---	933.10	---
3Y	3.29	0.13	0.61	2.48	---	---	---	---	1174	---	---	1173.90	---
4Y	3.29	0.13	1.06	5.56	---	---	---	---	---	---	---	0.00	---
5Y	2.08	0.13	0.46	4.22	---	---	---	---	---	---	---	0.00	---
6Y	2.75	0.13	3.41	6.98	---	---	---	---	---	---	---	0.00	---
7Y	3.10	0.13	1.69	3.24	---	---	---	---	---	---	4508	4508.46	---
8y	3.29	0.13	1.27	4.9	---	---	---	---	382	---	---	382.27	---

Fuente: Elaboración propia.**3.2.5.14 Análisis gravitacional**

Esfuerzo actuante:

$$\sigma = \frac{PD + PL}{L * t}$$

Donde:

 σ = Esfuerzo gravitacional actuante PD = Carga gravitacional muerta PL = Carga gravitacional viva L = Longitud el muro t = Espesor de muro

Esfuerzo admisible:

$$\sigma = 0.2 * f'_m * \left[1 + \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$$

Donde:

σ = Esfuerzo admisible.

f'_m = Resistencia a la compresión de albañilería.

h = Altura del muro.

t = Espesor de muro

$$\sigma = 0.2 * 65 \text{ kg/cm}^2 * \left[1 - \left(\frac{2.80 \text{ m}}{35 * 0.13 \text{ m}} \right)^2 \right]$$

$$\sigma = 8.08 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo límite:

$$\sigma = 0.15 * f'_m$$

$$\sigma = 9.75 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 20

Diseño por carga de gravedad – Primer piso.

Muro	L (m)	t (m)	PD (kg)	PL (kg)	PD+PL (kg)	Esfuerzo axial actuante σ (kg/cm ²)	Esfuerzo axial admisible σ (kg/cm ²)	Esfuerzo axial máximo σ (kg/cm ²)	Check
1X	1.24	0.13	9180	1568	10748	6.67	8.08	9.75	O.K.
2X	1.74	0.13	14398	2380	16778	7.42	8.08	9.75	O.K.
3X	2.69	0.13	20369	5649	26018	7.44	8.08	9.75	O.K.
4X	2.69	0.13	18058	4487	22545	6.45	8.08	9.75	O.K.
5X	2.69	0.13	18101	3430	21531	6.16	8.08	9.75	O.K.
6X	2.69	0.13	14914	3059	17973	5.14	8.08	9.75	O.K.
7X	2.78	0.13	19425	2380	21805	6.03	8.08	9.75	O.K.
8X	1.24	0.13	7744	1155	8899	5.52	8.08	9.75	O.K.
9X	2.28	0.13	13774	1883	15657	5.28	8.08	9.75	O.K.
1Y	3.14	0.13	15306	1617	16923	4.15	8.08	9.75	O.K.
2Y	1.98	0.13	11211	1309	12520	4.86	8.08	9.75	O.K.
3Y	3.29	0.13	16576	1736	18312	4.28	8.08	9.75	O.K.
4Y	3.29	0.13	18776	3892	22668	5.30	8.08	9.75	O.K.
5Y	2.08	0.13	12763	2954	15717	5.81	8.08	9.75	O.K.
6Y	2.75	0.13	20408	4886	25294	7.08	8.08	9.75	O.K.
7Y	3.10	0.13	27906	2268	30174	7.49	8.08	9.75	O.K.
8y	3.29	0.13	19268	3430	22698	5.31	8.08	9.75	O.K.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 21

Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal – Primer y segundo piso.

Muro	L (m)	t (m)	PD (kg)	PL (kg)	Pm = PD+PL (kg)	$\sigma_m = Pm/(L*t)$ (kg/cm ²)	0.05f'm (kg/cm ²)	Check	As = 0.001*s*t ² s = 40 cm (cm ²)	As usar (cm ²)
1X	1.24	0.13	9180	1568	10747.65	6.67	3.25	Requiere	0.39	2 Ø1/4" @4 hiladas
2X	1.74	0.13	14398	2380	16777.78	7.42	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
3X	2.69	0.13	20369	5649	26017.68	7.44	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
4X	2.69	0.13	18058	4487	22544.96	6.45	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
5X	2.69	0.13	18101	3430	21530.71	6.16	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
6X	2.69	0.13	14914	3059	17973.15	5.14	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
7X	2.78	0.13	19425	2380	21804.77	6.03	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
8X	1.24	0.13	7744	1155	8898.82	5.52	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
9X	2.28	0.13	13774	1883	15656.66	5.28	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
1Y	3.14	0.13	15306	1617	16922.81	4.15	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
2Y	1.98	0.13	11211	1309	12519.55	4.86	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
3Y	3.29	0.13	16576	1736	18311.91	4.28	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
4Y	3.29	0.13	18776	3892	22668.33	5.30	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
5Y	2.08	0.13	12763	2954	15717.15	5.81	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
6Y	2.75	0.13	20408	4886	25293.90	7.08	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
7Y	3.10	0.13	27906	2268	30174.01	7.49	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
8y	3.29	0.13	19268	3430	22698.13	5.31	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22

Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal – Tercer piso.

Muro	L (m)	t (m)	PD (kg)	PL (kg)	Pm = PD+PL (kg)	$\sigma_m = Pm/(L*t)$ (kg/cm ²)	0.05f'm (kg/cm ²)	Check	As = 0.001*s*t ² s = 40 cm	As usar (cm ²)
1X	1.24	0.13	5094	672	5766.05	3.58	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
2X	1.74	0.13	8123	1020	9143.36	4.04	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
3X	2.69	0.13	10184	2421	12605.34	3.60	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
4X	2.69	0.13	9029	1923	10951.98	3.13	3.25	No	---	---
5X	2.69	0.13	9438	1470	10908.34	3.12	3.25	No	---	---
6X	2.69	0.13	7457	1311	8768.08	2.51	3.25	No	---	---
7X	2.78	0.13	11252	1020	12272.09	3.40	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
8X	1.24	0.13	4261	495	4756.14	2.95	3.25	No	---	---
9X	2.28	0.13	7605	807	8412.08	2.84	3.25	No	---	---
1Y	3.14	0.13	8320	693	9012.87	2.21	3.25	No	---	---
2Y	1.98	0.13	6210	561	6770.92	2.63	3.25	No	---	---
3Y	3.29	0.13	9059	744	9802.76	2.29	3.25	No	---	---
4Y	3.29	0.13	9388	1668	11056.16	2.59	3.25	No	---	---
5Y	2.08	0.13	6382	1266	7647.57	2.83	3.25	No	---	---
6Y	2.75	0.13	10204	2094	12297.95	3.44	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas
7Y	3.10	0.13	16207	972	17179.23	4.26	3.25	Requiere	0.52	2 Ø1/4" @4 hiladas

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 23

Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal – Cuarto piso.

Muro	L (m)	t (m)	PD (kg)	PL (kg)	Pm = PD+PL (kg)	$\sigma_m =$ Pm/(L*t) (kg/cm ²)	0.05f' m (kg/cm ²)	Check
1X	1.24	0.13	2908	224	3132.23	1.94	3.25	No
2X	1.74	0.13	4688	340	5027.76	2.22	3.25	No
3X	2.69	0.13	5092	807	5899.17	1.69	3.25	No
4X	2.69	0.13	4514	641	5155.49	1.47	3.25	No
5X	2.69	0.13	4873	490	5362.68	1.53	3.25	No
6X	2.69	0.13	3729	437	4165.54	1.19	3.25	No
7X	2.78	0.13	7166	340	7505.75	2.08	3.25	No
8X	1.24	0.13	2429	165	2593.56	1.61	3.25	No
9X	2.28	0.13	4352	269	4620.86	1.56	3.25	No
1Y	3.14	0.13	4739	231	4970.36	1.22	3.25	No
2Y	1.98	0.13	3572	187	3758.51	1.46	3.25	No
3Y	3.29	0.13	5116	248	5364.33	1.25	3.25	No
4Y	3.29	0.13	4694	556	5250.08	1.23	3.25	No
5Y	2.08	0.13	3191	422	3612.79	1.34	3.25	No
6Y	2.75	0.13	5102	698	5799.98	1.62	3.25	No
7Y	3.10	0.13	10358	324	10681.85	2.65	3.25	No
8y	3.29	0.13	5182	490	5672.03	1.33	3.25	No

Fuente: Elaboración propia.

3.2.5.15 Análisis sísmico

3.2.5.15.1 Generalidades

El análisis sísmico de una estructura es el estudio de su comportamiento frente a posibles movimientos telúricos, obteniendo la respuesta en fuerzas producidas en los distintos elementos del edificio y sus desplazamientos. El diseño debe ser capaz de cumplir los siguientes objetivos en forma económica:

Durante sismos leves, la estructura no debe presentar daño alguno.

Durante sismos moderados, la estructura debe soportar las fuerzas producidas experimentando posibles daños dentro de los límites tolerables, con posibilidad de ser resanados.

Durante sismos severos, la estructura debe evitar el colapso y proteger la vida de los ocupantes.

Para este trabajo se empleó el programa ETABS v2016 2.1.0, tomando en cuenta las disposiciones de la NTE E.030 de Diseño Sismorresistente indicadas a continuación:

El edificio fue modelado considerando los cinco pisos formando un modelo tridimensional, restringiendo el movimiento de la base de los elementos del primer piso de manera que sea un empotramiento para representar la cimentación del edificio.

Las losas en dos direcciones se modelaron como elementos tipo membrana pues tienen como función repartir la carga del techo a los muros portantes.

Los elementos se modelaron sin considerar su peso propio, este fue incluido en el cálculo del metrado asignado a cada elemento.

Se definió la masa de la estructura en función a las cargas asignadas al modelo (carga muerta más el 25% de la carga viva), ubicada en el canchale de masa de los diafragmas rígidos de cada nivel.

Se especificaron las cargas de diseño y combinaciones de carga últimas para obtener la envolvente de cargas para el diseño de los elementos estructurales del edificio.

Se definieron tres modos de vibración para cada nivel, 2 de traslación en las direcciones XX e YY, y una de rotación alrededor del eje ZZ.

Secciones Transversales:

De acuerdo al artículo 24.6 de la NTE E.070, las secciones de los muros de albañilería para el cálculo de su rigidez deben incluir el 25% de la sección transversal de los muros que concurren ortogonalmente ó 6 veces su espesor ($6 \times 0.13 = 0.78$ m). En caso que el muro transversal concorra a dos muros, su contribución no excederá la mitad de su longitud.

La Figura 4.1 presenta como ejemplo la sección transformada de los muros X4 e Y1 y la Tabla 4.1 de Propiedades con los cálculos correspondientes a las áreas e inercias a utilizar en el modelo de la estructura en el programa ETABS v2016 2.1.0:

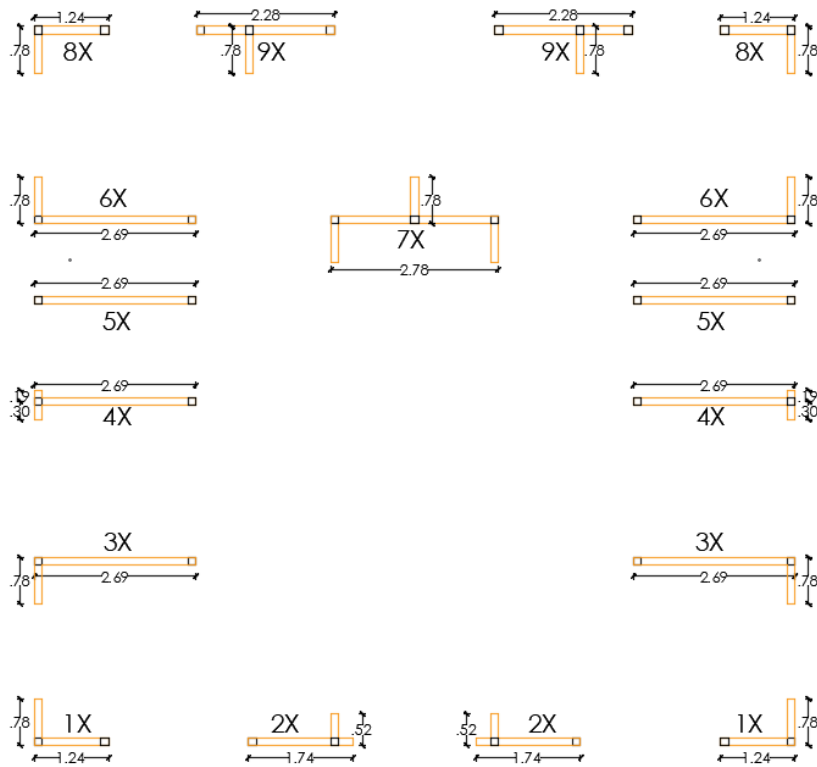


Figura 24: Aporte de rigidez de muros transversales en Dirección "X" (Fuente: Elaboración propia)

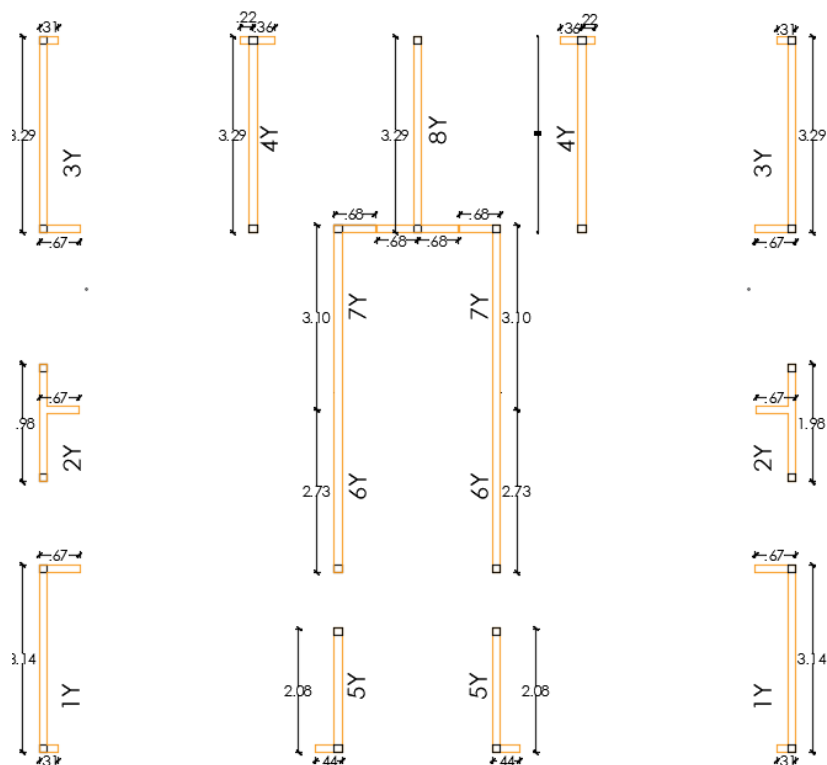


Figura 25: Aporte de rigidez de muros transversales en Dirección "Y" (Fuente: Elaboración propia).

En la siguiente figura presenta las vistas de ambos ejes del edificio, donde se observan los muros de albañilería en color naranja.

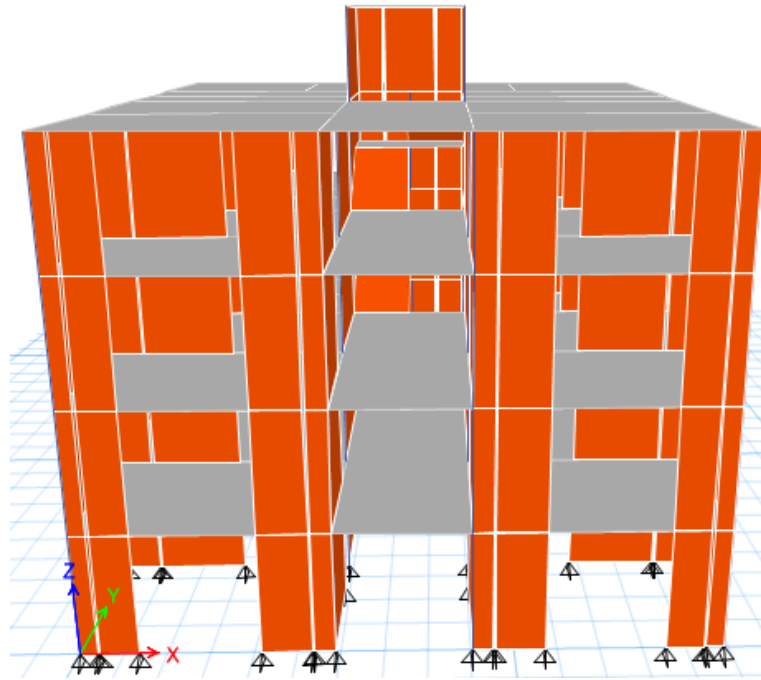


Figura 26: Vista elevación de fachada Eje “X” (Fuente: Elaboración propia)

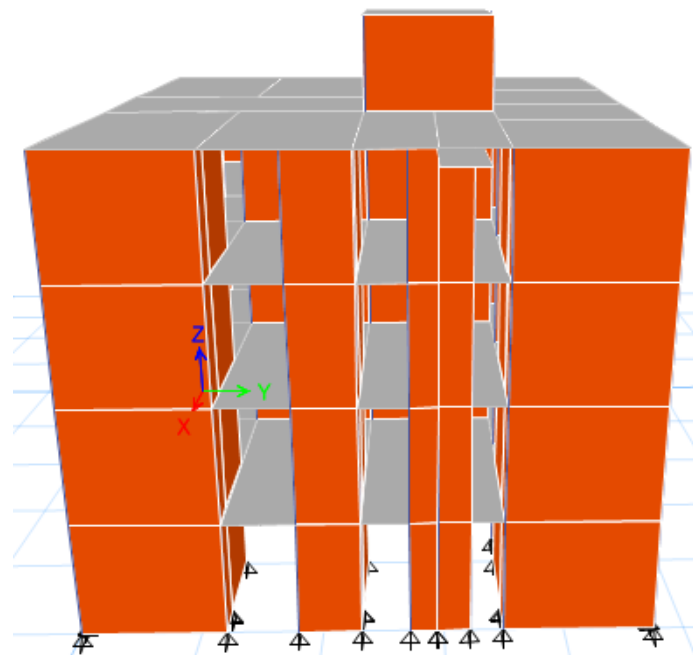


Figura 27: Vista elevación lateral Eje “Y” (Fuente: Elaboración propia).

3.2.5.15.2 Parámetros sísmicos

En base a la NTE E.030 de Diseño Sismorresistente, se definen los siguientes parámetros para el análisis sísmico:

Factor de Zona (Z)

La estructura se ubica en Lima, por lo que de acuerdo a la Tabla N° 1 del Artículo 5 se ubica en la Zona 3, por lo tanto, **Z = 0.35**.

Factor de Condiciones Geotécnicas (S y Tp)

El suelo es una grava típica de Lima, por lo que según al artículo 6.2 se trata de un suelo tipo S1, obteniendo **S = 1.0**, **Tp = 0.40 seg.**, **TL = 2.50 seg.**

Factor de Amplificación Sísmica (C)

Se define como la variación de la respuesta de la estructura respecto a la aceleración del suelo y depende de sus características como de la estructura mediante la siguiente expresión del Artículo 7:

$$\begin{aligned} T < T_p & \quad C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{aligned}$$

Se define $T = h_m/CT$ donde $h_m = 12.60$ m es la altura del edificio y $CT = 60$ para edificios con muros portantes. De esta forma tenemos que $T = 0.21 < T_p = 0.40$, por lo tanto, $C = 2.50$.

Factor de Uso (U)

El edificio analizado cuenta con departamentos de vivienda y se clasifica como edificaciones comunes de categoría C, por lo que **U = 1.0**.

Configuración Estructural

El Artículo 11 de la NTE E.030 define la regularidad del edificio de acuerdo a la influencia de sus características arquitectónicas en su comportamiento sísmico, en este caso, se trata de un edificio de **estructura regular**.

Coefficiente de Reducción Sísmica (R)

Este factor depende del sistema estructural empleado según la Tabla N° 6 del Artículo 12. Por ser un edificio de muros estructurales en ambos ejes, el factor de reducción es de **R = 6**. Este factor no requiere un coeficiente de reducción debido a que se trata de una estructura regular.

3.2.5.15.3 Peso de la edificación

Se ha considerado el metrado de cargas verticales realizado en el capítulo anterior, empleando la carga muerta más el 25% de la carga viva por cada nivel. Se presentan las siguientes tablas:

Tabla 24*Peso de la edificación.*

Muro	n Veces	PD (kg)	PL (kg)	PD+PL (kg)	n(PD+PL) (kg)	PD+0.25PL (kg)	n(PD+0.25PL) (kg)
1X	2	9180	1568	10748	21495.29	9571.65	19143.29
2X	2	14398	2380	16778	33555.56	14992.78	29985.56
3X	2	20369	5649	26018	52035.36	21780.93	43561.86
4X	2	18058	4487	22545	45089.92	19179.71	38359.42
5X	2	18101	3430	21531	43061.43	18958.21	37916.43
6X	2	14914	3059	17973	35946.3	15678.90	31357.80
7X	1	19425	2380	21805	21804.77	20019.77	20019.77
8X	2	7744	1155	8899	17797.64	8032.57	16065.14
9X	2	13774	1883	15657	31313.32	14244.41	28488.82
1Y	2	15306	1617	16923	33845.62	15710.06	31420.12
2Y	2	11211	1309	12520	25039.11	11537.80	23075.61
3Y	2	16576	1736	18312	36623.82	17009.91	34019.82
4Y	2	18776	3892	22668	45336.65	19749.33	39498.65
5Y	2	12763	2954	15717	31434.3	13501.65	27003.30
6Y	2	20408	4886	25294	50587.81	21629.40	43258.81
7Y	2	27906	2268	30174	60348.02	28473.01	56946.02
8y	1	19268	3430	22698	22698.13	20125.63	20125.63
				$\Sigma =$	608013	$\Sigma =$	540246.04

Fuente: Elaboración propia.

La sumatoria de carga muerta con el 25% de carga viva será empleada para el análisis sísmico como Peso Total de la Estructura, tenemos entonces:

$$P = \sum PD + 0.25PL$$

$$P = 540246.04 \text{ kg} = 540.25 \text{ ton}$$

Así mismo, se indica en el Artículo 18.2 que para considerar los efectos de torsión producto de un sismo, se debe tener en cuenta la ubicación de los centros de masa, una excentricidad accidental para cada dirección igual a 0.05 veces la longitud perpendicular del edificio, de esta forma tenemos:

Para sismo en la dirección X-X:

Ly = 12.00 m

$$e_{acc} = 0.05L_y = 0.060 \text{ m}$$

Para sismo en la dirección Y-Y:

Lx = 12.65 m

$$e_{acc} = 0.05L_x = 0.063 \text{ m}$$

3.2.5.15.4 Centro de masas y fuerzas de inercia

Se calcula la ubicación en planta del centro de masas para pisos típicos y azotea, tomando en cuenta que las cargas son $N = PD + 0.25 PL$ y la coordenada (0,0) es la esquina inferior izquierda de la planta del edificio:

Datos de los muros

En el siguiente cuadro se muestran los datos geométricos de los muros portantes respecto al sistema de coordenadas referencial considerado.

Tabla 25

Datos geométricos de la estructura.

Muro	h (m)	t (m)	L (m)	Posici ón	Xi (m)	Yi (m)	Posici ón	Xi (m)	Yi (m)
1X	2.80	0.13	1.24		0.62	0.07		12.03	0.07
2X	2.80	0.13	1.74		4.43	0.07		8.22	0.07
3X	2.80	0.13	2.69		1.35	3.08		11.30	3.08
4X	2.80	0.13	2.69		1.35	5.74		11.30	5.74
5X	2.80	0.13	2.69	I	1.35	7.42		11.30	7.42
6X	2.80	0.13	2.69	z	1.35	8.77	D	11.30	8.77
7X	2.80	0.13	2.78	q	6.32	8.77	e	6.32	8.77
8X	2.80	0.13	1.24	u	0.62	11.94	r	12.03	11.94
9X	2.80	0.13	2.28	i	3.85	11.94	e	8.80	11.94
1Y	2.80	0.13	3.14	e	0.07	1.57	c	12.59	1.57
2Y	2.80	0.13	1.98	r	0.07	5.52	h	12.59	5.52
3Y	2.80	0.13	3.29	d	0.07	10.36	a	12.59	10.36
4Y	2.80	0.13	3.29	a	3.58	10.36		9.08	10.36
5Y	2.80	0.13	2.08		5.00	1.11		7.65	1.11
6Y	2.80	0.13	2.75		5.00	4.38		7.65	4.38
7Y	2.80	0.13	3.10		5.00	7.29		7.65	7.29
8y	2.80	0.13	3.29		6.33	10.36		6.33	10.36

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26*Cálculo del centro de masa – Piso típico*

Muro	Posición	xi (kg)	yi (kg)	Pi (kg)	Pi*xi (kg*m)	Pi*yi (kg*m)	Posición	xi (kg)	yi (kg)	Pi*xi (kg*m)	Pi*yi (kg*m)
1X		0.62	0.07	2634	1632.97	171.20		12.03	0.07	31684.92	171.20
2X		4.43	0.07	4116	18232.10	267.51		8.22	0.07	33830.21	267.51
3X		1.35	3.08	6706	9053.33	20655.00		11.30	3.08	75779.72	20655.00
4X		1.35	5.74	5796	7825.26	33271.85		11.30	5.74	65500.33	33271.85
5X	I	1.35	7.42	5546	7486.64	41148.78		11.30	7.42	62665.93	41148.78
6X	z	1.35	8.77	4603	6213.43	40364.25	D	11.30	8.77	52008.67	40364.25
7X	q	6.32	8.77	2383	15061.63	20900.40	e	6.32	8.77	15061.63	20900.40
8X	u	0.62	11.94	2163	1340.80	25821.22	r	12.03	11.94	26015.86	25821.22
9X	i	3.85	11.94	3791	14596.17	45267.09	e	8.80	11.94	33362.68	45267.09
1Y	e	0.07	1.57	4043	262.76	6346.74	c	12.59	1.57	50895.22	6346.74
2Y	r	0.07	5.52	3012	195.81	16628.51	h	12.59	5.52	37926.26	16628.51
3Y	d	0.07	10.36	4438	288.50	45982.13	a	12.59	10.36	55879.83	45982.13
4Y	a	3.58	10.36	5806	20785.77	60151.01		9.08	10.36	52719.22	60151.01
5Y		5.00	1.11	4035	20173.94	4478.61		7.65	1.11	30866.12	4478.61
6Y		5.00	4.38	6498	32489.88	28461.13		7.65	4.38	49709.52	28461.13
7Y		5.00	7.29	6497	32486.93	47365.95		7.65	7.29	49705.01	47365.95
8y		6.33	10.36	2890	18292.94	29939.15		6.33	10.36	18292.94	29939.15
		$\Sigma =$		74956.71	206418.85	467220.55				741904.07	467220.55

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 27*Cálculo del centro de masa – Azotea.*

Muro	Posición	xi (kg)	yi (kg)	Pi (kg)	Pi*xi (kg*m)	Pi*yi (kg*m)	Posición	xi (kg)	yi (kg)	Pi*xi (kg*m)	Pi*yi (kg*m)
1X		0.62	0.07	722	447.89	46.96		12.03	0.07	8690.47	46.96
2X	I	4.43	0.07	1253	5551.50	81.46		8.22	0.07	10300.98	81.46
5X	z	1.35	7.42	311	419.88	2307.77	D	11.30	7.42	3514.53	2307.77
7X	q	6.32	8.77	1543	9749.91	13529.55	e	6.32	8.77	9749.91	13529.55
8X	u	0.62	11.94	603	373.85	7199.58	r	12.03	11.94	7253.85	7199.58
9X	i	3.85	11.94	1107	4260.60	13213.40	e	8.80	11.94	9738.52	13213.40
1Y	e	0.07	1.57	1168	75.91	1833.52	c	12.59	1.57	14703.23	1833.52
2Y	r	0.07	5.52	943	61.30	5205.91	h	12.59	5.52	11873.63	5205.91
3Y	d	0.07	10.36	1185	77.02	12275.56	a	12.59	10.36	14917.89	12275.56
7Y	a	5.00	7.29	4523	22617.31	32976.04		7.65	7.29	34604.48	32976.04
8y		6.33	10.36	199	630.26	2063.04		6.33	6.33	1260.52	1260.52
		$\Sigma =$		13557.36	44265.43	90732.79				126608.02	89930.27

Fuente: Elaboración propia.

Piso Típico	
Dirección X-X $w = 149913.41 \text{ kg}$ $\sum P_i * X_i = 948322.92 \text{ kg.m}$ $X_{CG} = \frac{\sum P_i * X_i}{w}$ $X_{CM} = 6.33 \text{ m}$	Dirección Y-Y $\sum P_i * Y_i = 934441.09 \text{ kg.m}$ $Y_{CG} = \frac{\sum P_i * Y_i}{w}$ $Y_{CM} = 6.23 \text{ m}$

Azotea	
Dirección X-X $w = 27114.73 \text{ kg}$ $\sum P_i * X_i = 170873.45 \text{ kg.m}$ $X_{CG} = \frac{\sum P_i * X_i}{w}$ $X_{CM} = 6.30 \text{ m}$	Dirección Y-Y $\sum P_i * Y_i = 180663.06 \text{ kg.m}$ $Y_{CG} = \frac{\sum P_i * Y_i}{w}$ $Y_{CM} = 6.66 \text{ m}$

3.2.5.15.5 Determinación de las Fuerzas de Inercia (Fi)

Según el artículo 17.3 de la NTE E.030 la fuerza cortante de la base del edificio en la dirección analizada se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

PELIGRO SÍSMICO.

1. Zonificación, Según E.030-2018 (2.1)

Región:

Provincia:

Distrito:

Zona Sísmica:

$$Z = 0.35 g$$

2. Parámetros de Sitio, Según E.030-2018 (2.4)

Capacidad Portante del Suelo:

Perfil de Suelo Tipo:

$$S = 1$$

$$T_p = 0.40$$

$$T_L = 2.50$$

3. Categoría del Edificio, Según E.30-2018 (3.1):

Categoría del Edificio:

$$U = 1$$

4. Restricciones de Irregularidad, Según E.030-2018 (3.7):

No se permiten irregularidades extremas

5. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030-2018 (3.4)

Sistema Estructural:

$$R_o = 6$$

6. Factores de Irregularidad, Según E.030-2018 (3.6)

Dirección X-X

Irregularidad en Altura, l_a :

$$l_a = 1$$

Irregularidad en Planta, l_p :

$$l_p = 1$$

Dirección Y-Y

Irregularidad en Altura, l_a :

$$l_a = 1$$

Irregularidad en Planta, l_p :

$$l_p = 1$$

7. Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030-2018 (3.8)

$$R = R_o \times l_a \times l_p$$

$$R_x = 6.00$$

$$R_y = 6.00$$

ANÁLISIS ESTÁTICO O DE FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES.

1. Periodo Fundamental de Vibración, Según E.030-2018 (4.5.4)

$$T = \frac{h_n}{C_T} = 0.19 \text{ seg}$$

Componentes del edificio:

Albañilería, concreto armado dual, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada

$$C_T = 60$$

$$h_n = 11.68 \text{ m}$$

2. Factor de Amplificación Sísmica (C), Según E.030-2018 (2.5)

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

$$C = 2.5$$

3. Coeficiente de Fuerza Cortante en la Base (c), Según E.030-2018 (4.5.2)

Dirección X-X

$$c = \frac{ZUCS}{R} = 0.15$$

Dirección Y-Y

$$c = \frac{ZUCS}{R} = 0.15$$

Verificación:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

$$\frac{C}{R} = 0.42$$

$$\frac{C}{R} = 0.42$$

4. Exponente por altura del edificio (k), Según E.030-2018 (4.5.3)

$$\text{Si } T \leq 0.5 \quad \Rightarrow \quad K = 1$$

$$\text{Si } T > 0.5 \quad \Rightarrow \quad K = 0.75 + 0.50T$$

$$k = 1.00$$

A continuación, se realiza la distribución de fuerzas de inercia en cada nivel usando la siguiente expresión del artículo 17.4 de la NTE E.030:

$$V = 78785.88 \text{ kg}$$

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad \alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_i(h_i)^k}$$

Donde:

n = Número de pisos del edificio

k = Exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada.

Tabla 28

Cálculo de las fuerzas inerciales (Fi).

Piso	hi (m)	Pi (kg)	k	hi ^k	Pi(hi ^k)	αi = $\frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_i(h_i)^k}$	Sismo Moderado	Sismo Severo	
							Fi = ai*V (kg)	Vi (kg)	VeI = 2Vi (kg)
Piso 4	2.40	154287.14	1	2.4	370289.14	0.29	22500.21	22500.21	45000.42
Piso 3	2.40	130551.41	1	2.4	313323.39	0.24	19038.75	41538.96	83077.91
Piso 2	2.40	130551.41	1	2.4	313323.39	0.24	19038.75	60577.70	121155.41
Piso 1	2.40	124856.08	1	2.4	299654.58	0.23	18208.18	78785.88	157571.76
Σ =		540246.04			1296590.5		78785.88		

Fuente: Elaboración propia.

3.2.5.15.6 Verificación de distorsión inelástica y regularidad torsional.

Desplazamiento y derivas de piso – NTE E.030 2018.

En Etabs, los desplazamientos son obtenidos de manera visual y en tablas, las derivas de piso, que son desplazamientos relativos de cada piso son calculados de la siguiente manera:

$$\Delta_{elastico-i} = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i}$$

Para tener la seguridad de que el edificio sea lo suficiente rígido ante fuerzas laterales, esto es que no se presenten desplazamiento significativo en las principales direcciones de análisis que excedan los máximos requerido por la NTE E.030, que indica en el artículo 5.1.

Para estructuras regulares, los desplazamientos se calcularán multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

$$\Delta_{inelastico-i} = 0.75R\Delta_{elastico-i}$$

Siendo para ambas direcciones:

$$\Delta_{inelastico-i} = 0.75R \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i} \leq 0.005$$

En la siguiente tabla muestra los desplazamientos y derivas calculados por el ETABS, y el cálculo de las derivas inelásticas calculadas teniendo en cuenta lo indicando en la NTE E.030 2016.

Tabla 29

Derivas inelásticas, según el Artículo 5.5 de la NTE E.030-2018.

Dir.	Piso	H (m)	Δ (m)	Δ_e	Δ_i	Δ (%)	Δ_l	Δ_l (%)	Check
X	Piso4	2.92	0.000644	0.000069	0.000310	0.03	0.005	0.50	... OK
	Piso3	2.92	0.000443	0.000066	0.000297	0.03	0.005	0.50	... OK
	Piso2	2.92	0.000250	0.000055	0.000247	0.02	0.005	0.50	... OK
	Piso1	2.92	0.000090	0.000031	0.000139	0.01	0.005	0.50	... OK
Y	Piso4	2.92	0.000336	0.000032	0.000142	0.01	0.005	0.50	... OK
	Piso3	2.92	0.000244	0.000033	0.000148	0.01	0.005	0.50	... OK
	Piso2	2.92	0.000148	0.000030	0.000136	0.01	0.005	0.50	... OK
	Piso1	2.92	0.000060	0.000021	0.000092	0.01	0.005	0.50	... OK

Fuente: Elaboración propia.

Así mismo, es necesario calcular la regularidad torsional en cada nivel del edificio y verificar que la siguiente expresión sea menor a 1.2:

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_{CM}} \leq 1.2$$

Pero solo se aplica este criterio cuando cumple la siguiente ecuación:

$$\frac{\Delta_{i-i}}{\Delta_l} \leq 0.50$$

Tabla 30*Verificación de irregularidad torsional.*

Dir.	Piso	H (m)	Δ_i	Δ_l	Δ_i/Δ_l	Check
X	Piso4	2.92	0.000310	0.005	0.06	No aplica
	Piso3	2.92	0.000297	0.005	0.06	No aplica
	Piso2	2.92	0.000247	0.005	0.05	No aplica
	Piso1	2.92	0.000139	0.005	0.03	No aplica
Y	Piso4	2.92	0.000142	0.005	0.03	No aplica
	Piso3	2.92	0.000148	0.005	0.03	No aplica
	Piso2	2.92	0.000136	0.005	0.03	No aplica
	Piso1	2.92	0.000092	0.005	0.02	No aplica

Fuente: Elaboración propia.

La distorsión inelástica máxima es 0.000359, menor a 0.005, aproximadamente el 7% del valor permisible, por lo que se concluye que la estructura cuenta con una rigidez adecuada. Así mismo no es necesario verificar la irregularidad torsional ya que no cumple con la condición, en todos los niveles la relación de derivas inelásticas máximas y derivas límites es menor al 50%, lo que indica que el edificio se califica como regular y no hay necesidad de reducir el factor R o de efectuar un análisis dinámico.

Este análisis indicaría que existe una sobre rigidización de la estructura, sin embargo, las presencias de los muchos muros de albañilería confinada se justifican por la necesidad de absorber el cortante producto del sismo hasta llegar a los valores mínimos permitidos de resistencia, como se explicará más adelante

3.1.9.6. Fuerzas internas por sismo moderado

En las siguientes tablas se presentan los valores máximos para cada piso siendo V_e la fuerza cortante y M_e el momento flector:

Tabla 31*Fuerzas internas V_e (kg) y M_e (kg.m) por sismo moderado.*

Muro	Piso 1		Piso 2		Piso 3		Piso 4		Tanque	
	V_e	M_e	V_e	M_e	V_e	M_e	V_e	M_e	V_e	M_e
1X	354	635	263	424	239	351	214	286	---	---
2X	612	1248	572	979	525	787	498	652	---	---
3X	961	2611	881	1898	659	1159	391	538	---	---
4X	935	2529	816	1766	593	1044	305	447	---	---
5X	894	2465	728	1611	522	920	294	395	---	---
6X	961	2457	871	1779	663	1118	429	585	---	---
7X	938	2475	935	1891	602	1152	-71	278	1218	1702
8X	369	623	281	430	259	372	255	341	---	---
9X	819	1855	730	1334	625	956	550	702	---	---
1Y	797	-1835	576	1109	402	633	193	232	---	---
2Y	488	-912	332	526	298	416	255	316	---	---
3Y	809	1988	542	1123	344	569	111	126	---	---
4Y	924	-2270	685	1376	476	757	219	262	---	---
5Y	630	-1160	518	812	463	652	385	494	---	---
6Y	1096	-1888	1236	1915	1122	1633	949	1240	---	---
7Y	1184	-2251	1271	2075	1077	1632	614	997	659	876
8y	1257	-2406	1298	1977	1121	1510	808	1012	---	---

Fuente: Elaboración propia.

3.2.5.16 Diseño de muros de albañilería

3.2.5.16.1 Verificaciones para el diseño

En este acápite se realizará el cálculo de la resistencia al corte global, fuerzas internas ante sismo severo y verificación del agrietamiento en los pisos superiores. Para dicho procedimiento se tendrán en cuenta las siguientes variables:

L = Longitud del muro (m)

P_g = Carga axial de gravedad = $PD+0.25PL$

V_e, M_e = Fuerza cortante (kg) y momento flector por sismo moderado (kg-m)

α = Factor de reducción de la resistencia al corte por esbeltez = $V_e \cdot L / M_e$

V_m = Resistencia a la fuerza cortante = $0.5v'm \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23P_g$

t = Espesor efectivo de los muros.

$v'm$ = Resistencia al corte de los muretes de albañilería = 8.1 kg/cm^2

V_{m1}/V_{e1} = Factor de amplificación para pasar a condición de sismo severo, solo se calcula para el primer piso de cada muro, rango = [2,3]

V_u = Fuerza cortante ultimo ante sismo severo = $V_e \cdot (V_{m1}/V_{e1})$

M_u = Momento flector ultimo ante sismo severo = $M_e \cdot (V_{m1}/V_{e1})$

VE = Cortante de entrepiso ante sismo severo.

Se deben verificar el cumplimiento de los siguientes requisitos:

Ningún muro debe agrietarse ante el sismo moderado, es decir, $V_e \leq 0.55 \cdot V_m$ con el 5% de tolerancia. La resistencia global a la fuerza cortante deberá ser mayor o igual a la fuerza cortante producida por el sismo severo, $\Sigma V_m \geq V_E$. En el caso que $\Sigma V_m \gg V_E$, se podrá dejar de confinar algunos muros internos. Si $\Sigma V_m > 3 \cdot V_E$ se puede dar por concluido el análisis y diseñar con refuerzo mínimo pues indicaría que los muros se comportarían elásticamente ante el sismo severo.

De no cumplirse cualquiera de estos requisitos, deberá cambiarse la calidad de albañilería, el espesor del muro o convertirlo en placa de concreto armado. Para estos dos últimos casos se debe analizar el edificio nuevamente. Cabe indicar que todo muro de un piso superior que tenga $V_u \geq V_m$ se agrietará por corte y se diseñará como muro del primer piso hasta con un 5% de diferencia. Se presentan las tablas con los resultados obtenidos para el primer piso, las tablas correspondientes a los pisos superiores no se han incluido.

Tabla 32

Verificación de agrietamiento ante sismo moderado y resistencia global ante sismo severo Primer y segundo piso ($V_E = 157,571.76$ kg).

Muro	L (m)	t (m)	Pg (kg)	V _e (kg)	Me (kg.m)	α	V _m (kg)	n Veces	n(V _m) (kg)	0.55V _m (kg)	V _m /V _e	V _u (kg)	M _u (kg)	Check
1X	1.24	0.13	9572	354	635	0.69	6718.68	2	13437.4	3695.28	3.00	1063	1904	O.K.
2X	1.74	0.13	14993	612	1248	0.85	11262.01	2	22524.0	6194.10	3.00	1835	3743	O.K.
3X	2.69	0.13	21781	961	2611	0.99	19026.70	2	38053.4	10464.69	3.00	2882	7832	O.K.
4X	2.69	0.13	19180	935	2529	1.00	18506.51	2	37013.0	10178.58	3.00	2806	7586	O.K.
5X	2.69	0.13	18958	894	2465	0.98	18177.51	2	36355.0	9997.63	3.00	2682	7394	O.K.
6X	2.69	0.13	15679	961	2457	1.00	17769.00	2	35538.0	9772.95	3.00	2884	7370	O.K.
7X	2.78	0.13	20020	938	2475	1.00	19241.25	1	19241.2	10582.69	3.00	2814	7425	O.K.
8X	1.24	0.13	8033	369	623	0.73	6638.24	2	13276.5	3651.03	3.00	1106	1869	O.K.
9X	2.28	0.13	14244	819	1855	1.00	15280.41	2	30560.8	8404.23	3.00	2457	5566	O.K.
1Y	3.14	0.13	15710	797	-1835	0.33	9068.91	2	18137.8	4987.90	3.00	2392	-5505	O.K.
2Y	1.98	0.13	11538	488	-912	0.33	6093.85	2	12187.7	3351.62	3.00	1464	-2735	O.K.
3Y	3.29	0.13	17010	809	1988	1.00	21234.13	2	42468.3	11678.77	3.00	2426	5964	O.K.
4Y	3.29	0.13	19749	924	-2270	0.33	10258.56	2	20517.1	5642.21	3.00	2773	-6810	O.K.
5Y	2.08	0.13	13502	630	-1160	0.33	6719.28	2	13438.6	3695.60	3.00	1891	-3481	O.K.
6Y	2.75	0.13	21629	1096	-1888	0.33	9752.75	2	19505.5	5364.01	3.00	3289	-5665	O.K.
7Y	3.10	0.13	28473	1184	-2251	0.33	11934.89	2	23869.8	6564.19	3.00	3551	-6753	O.K.
8y	3.29	0.13	20126	1257	-2406	0.33	10345.10	1	10345.1	5689.81	3.00	3772	-7219	O.K.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 33

Verificación de agrietamiento ante sismo moderado y resistencia global ante sismo severo
Tercer y cuarto piso ($VE = 83,077.91 \text{ kg}$).

Muro	L (m)	t (m)	Pg (kg)	Ve (kg)	$\frac{Ve}{L}$ (kg.m) γ	α	Vm (kg)	n Veces	nVm (kg)	0.55Vm (kg)	Vm/ Ve	Vu (kg)	Mu (kg)	Check
1X	1.24	0.13	5262	239	351	0.84	6721.72	2	13443.44	3696.95	3.00	716	1052	O.K.
2X	1.74	0.13	8378	525	787	1.00	11088.12	2	22176.24	6098.47	3.00	1575	2360	O.K.
3X	2.69	0.13	10790	659	1159	1.00	16644.46	2	33288.91	9154.45	3.00	1977	3476	O.K.
4X	2.69	0.13	9510	593	1044	1.00	16350.09	2	32700.18	8992.55	3.00	1779	3131	O.K.
5X	2.69	0.13	9806	522	920	1.00	16418.19	2	32836.38	9030.01	3.00	1567	2759	O.K.
6X	2.69	0.13	7785	663	1118	1.00	15953.36	2	31906.72	8774.35	3.00	1990	3354	O.K.
7X	2.78	0.13	11507	602	1152	1.00	17283.33	1	17283.33	9505.83	3.00	1806	3455	O.K.
8X	1.24	0.13	4385	259	372	0.86	6638.85	2	13277.70	3651.37	3.00	777	1117	O.K.
9X	2.28	0.13	7807	625	956	1.00	13799.77	2	27599.54	7589.87	3.00	1874	2869	O.K.
1Y	3.14	0.13	8493	402	633	1.00	18485.52	2	36971.04	10167.04	3.00	1207	1900	O.K.
2Y	1.98	0.13	6350	298	416	1.00	11885.24	2	23770.48	6536.88	3.00	894	1248	O.K.
3Y	3.29	0.13	9245	344	569	1.00	19448.14	2	38896.29	10696.48	3.00	1033	1708	O.K.
4Y	3.29	0.13	9805	476	757	1.00	19577.04	2	39154.08	10767.37	3.00	1427	2271	O.K.
5Y	2.08	0.13	6698	463	652	1.00	12491.76	2	24983.51	6870.47	3.00	1389	1957	O.K.
6Y	2.75	0.13	10727	1122	1633	1.00	16946.06	2	33892.13	9320.34	3.00	3365	4899	O.K.
7Y	3.10	0.13	16450	1077	1632	1.00	20105.05	2	40210.11	11057.78	3.00	3231	4897	O.K.
8y	3.29	0.13	10349	1121	1510	1.00	19702.19	1	19702.19	10836.20	3.00	3363	4529	O.K.

Fuente: Elaboración propia.

Para Sismo Moderado (S M): Todos los muros cumplen $Ve < 0.55Vm$

Para Sismo Severo (S S): Los muros del primer piso se diseñarán por corte, así como los muros de pisos superiores que no cumplan $Vu < Vm$.

Se verificó:

Primer y segundo piso:

Tercer y cuarto piso:

$$\sum V_{mx} = 245999.38 \text{ kg} \quad \sum V_{my} = 160469.80 \text{ kg}$$

$$\sum V_{mx} = 224512.44 \text{ kg} \quad \sum V_{my} = 257579.82 \text{ kg}$$

$$\sum V_{mx} > VE$$

$$\sum V_{mx} > VE$$

$$\sum V_m > VE$$

$$\sum V_m > VE$$

$$\sum V_{mx} < 3VE$$

$$\sum V_{mx} < 3VE$$

$$\sum V_m < 3VE$$

$$\sum V_m > 3VE$$

Los muros de albañilería confinada no se agrietarán frente a un sismo moderado, lo cual es aceptable para los estándares de la norma.

Es justificado entonces la colocación de todos los muros de albañilería confinada distribuidas de la mejor manera posible para no alterar el centro de gravedad del edificio y generar torsiones indeseadas en un movimiento sísmico.

3.2.5.16.2 Diseño de muros agrietados

Se aceptará que ante la acción de un sismo severo todos los muros de albañilería confinada del primer piso fallen por corte, el diseño se realizará según el procedimiento descrito en el Blog del Ing. San Bartolomé:

L = Longitud de muros incluyendo columnas de confinamiento.

L_m = Longitud de paño mayor o $1/2L$, el mayor. En muros de un paño $L_m = L$

N_c = Numero de columnas de confinamiento en el muro de análisis.

M = $M_u - 1/2 * V_m * h$, donde $h = 2.92$ m

F = Fuerza axial producida por "M" en una columna extrema = M/L

P_c = Carga axial producida por P_g en una columna = P_g/N_c

P_t = Carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis = $L * t * P_g/L$ del muro transversal (Kg).

T = Tracción en columna: Extrema = $F - P_c - P_t$ / Interna = $V_m * h/L - (P_c + P_t)$

C = Compresión en columna: Extrema = $P_c + F$ / Interna = $P_c - 1/2 * V_m * h/L$

V_c = Cortante en columna: Extrema = $1.5 * V_m * L_m / (L * (N_c + 1))$ / Interna = $V_m * L_m / (L * (N_c + 1))$

A_s = Área de acero vertical requerida (cm^2 , min 4Ø8mm) = $(T + V_c / \delta) / (f_y * \phi)$

$A_{s \text{ usar}}$ = Área de acero vertical colocado (cm^2)

δ = Factor de confinamiento: Sin muros transversales = 0.80 / Con muros transversales = 1.00

A_n = Área del núcleo de concreto (cm^2), $A_{c_f} = A_s + (C / \phi - A_s * f_y) / (0.85 * \delta * f'_c)$, usar $\phi = 0.70$

A_{c_f} = Área de columna por corte-fricción (cm^2), $A_{c_f} = V_c / (0.2 * f'_c * \phi) \geq 15 * t \geq A_c$, usar $\phi = 0.85$

$U_{s \text{ ar}}$ = Dimensiones de la columna a emplear (cm x cm)

A_c = Área de concreto de la columna definitiva (cm^2)

A_n = Área del núcleo de la columna definitiva (cm^2), usar $\phi = 0.70$

$A_{s \min}$ = Área de acero vertical mínima (cm²), o de 4Ø8mm

S1 = Espaciamiento 1 de estribos por compresión (cm) = $A_v \cdot f_y / (0.30 \cdot t_n \cdot f'_c \cdot (A_c / A_n - 1))$

S2 = Espaciamiento 2 de estribos por compresión (cm) = $A_v \cdot f_y / (0.12 \cdot t_n \cdot f'_c)$

S3 = Espaciamiento 3 de estribos por compresión (cm) = $\frac{1}{4} \cdot d$ ó 5 cm, lo que sea mayor

S4 = Espaciamiento máximo de estribos por compresión (cm) = 10 cm

Zona c = Zona a confinar en los extremos de la columna = 45 cm ó $1.5 \cdot d$

s[1/4" = Espaciamiento a utilizar en la zona de confinamiento.

Nota:

- Estribos mínimos [1/4", 1@5 cm, 4@10 cm, r@25 cm
- En columnas L, T o irregular, usar $d = A_c / t$

Secuencia de diseño de vigas soleras

T_s = Tracción en la solera (Kg) = $\frac{1}{2} \cdot V_m \cdot L_m / L$

A_s = Área de acero horizontal requerida (cm²) = $T_s / (f_y \cdot \phi)$

Usar = Acero longitudinal a utilizar.

Nota:

- $A_{s \min} = 0.1 \cdot f'_c \cdot A_{sol} / f_y$ ó 4Ø8mm
- En la solera se usa estribos mínimos [1/4", 1@5 cm, 4@10 cm, r@ 25 cm
- En caso de muros superior e inferior, con el fin de homogenizar resultado se tomaron datos mas desfavorables entre ambos para el diseño de columnas

Este procedimiento descrito ha sido desarrollado empleando MS Excel y los cálculos obtenidos se presentan en la siguiente tabla ordenada según la numeración anterior, para cada dirección en forma independiente. Para el caso de columnas en intersección de muros, se utilizará el refuerzo y la mayor sección proveniente del diseño de ambos muros.

A fin de facilitar el proceso constructivo, se tratará de reducir la cantidad de columnas de confinamiento, unificando aquellas con características similares. Para garantizar la continuidad de la resistencia en la estructura, las secciones de columnetas y el refuerzo obtenido en estos cálculos también se emplearán en el segundo piso.

Diseño de muros agrietados por sismo severo – Primer piso y segundo piso.

Tabla 34

Fuerzas internas en columnas de confinamiento.

Muro	L (m)	t (m)	Pg (kg)	Lt (m)	Vm (kg)	Mu (kg)	Lm (m)	Nc	M (kg*m)	F (kg)	Pc (kg)	Pt (kg)	T (kg)	C (kg)	Vc (kg)
1X	1.24	0.13	9572	0.3	6719	1904	1.24	2	-6561.05	-5291	4786	3765	0.00	-505	3359
2X	1.74	0.13	14993	0.4	11262	3743	1.74	2	-10446.67	-6004	7496	3164	0.00	1493	5631
3X	2.69	0.13	21781	0.6	19027	7832	2.69	2	-16141.73	-6001	10890	3765	0.00	4890	9513
4X	2.69	0.13	19180	0.5	18507	7586	2.69	2	-15732.55	-5849	9590	3351	0.00	3741	9253
5X	2.69	0.13	18958	0.6	18178	7394	2.69	2	-15509.48	-5766	9479	0.00	0.00	3714	9089
6X	2.69	0.13	15679	0.6	17769	7370	2.69	2	-15019.14	-5583	7839	4033	0.00	2256	8884
7X	2.78	0.13	20020	0.7	19241	7425	2.78	2	-16818.67	-6050	10010	18411	0.00	3960	9621
8X	1.24	0.13	8033	0.3	6638	1869	1.24	2	-6495.18	-5238	4016	4033	0.00	-1222	3319
9X	2.28	0.13	14244	0.5	15280	5566	2.28	2	-13687.54	-6003	7122	4682	0.00	1119	7640
1Y	3.14	0.13	15710	0.8	9069	-5505	3.14	2	-16932.06	-5392	7855	7324	0.00	2463	4534
2Y	1.98	0.13	11538	0.5	6094	-2735	1.98	2	-10413.26	-5259	5769	3351	0.00	510	3047
3Y	3.29	0.13	17010	0.8	21234	5964	3.29	2	-20790.73	-6319	8505	5528	0.00	2186	10617
4Y	3.29	0.13	19749	0.8	10259	-6810	3.29	2	-19736.14	-5999	9875	3358	0.00	3876	5129
5Y	2.08	0.13	13502	0.5	6719	-3481	2.08	2	-11947.16	-5744	6751	3468	0.00	1007	3360
6Y	2.75	0.13	21629	0.7	9753	-5665	2.75	2	-17953.52	-6529	10815	0.00	0.00	4286	4876
7Y	3.10	0.13	28473	0.7	11935	-6753	3.10	2	-21790.69	-7029	14237	4771	0.00	7207	5967
8y	3.29	0.13	20126	0.8	10345	-7219	3.29	2	-20253.73	-6156	10063	9542	0.00	3907	5173

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35

Acero de refuerzo en columnas de confinamiento.

As (cm ²)	As usar (cm ²)	δ	An (cm ²)	Acf (cm ²)	Acol (cm ²)	An (cm ²)	min (cm ²)	s1 (cm)	s2 (cm)	s3 (cm)	s4 (cm)	s (cm)	Zc (cm)	s [1/4"
0.94	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	68	195	13 x 15 = 195	99	0.98	4.89	11.85	5.0	10	5	45	9 @5 cm
1.58	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	52	195	13 x 15 = 195	99	0.98	4.89	11.85	5.0	10	5	45	9 @5 cm
2.66	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	25	266	13 x 20 = 260	144	1.30	5.89	11.85	5.0	10	5	45	9 @5 cm
2.59	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	34	259	13 x 20 = 260	144	1.30	5.89	11.85	5.0	10	5	45	9 @5 cm
2.55	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	0.8	44	255	13 x 20 = 260	144	1.30	5.89	11.85	5.0	10	5	45	9 @5 cm
2.49	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	46	249	13 x 20 = 260	144	1.30	5.89	11.85	5.0	10	5	45	9 @5 cm
2.69	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	33	269	13 x 25 = 325	189	1.63	6.59	11.85	5.5	10	5	45	9 @5 cm
0.93	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	74	195	13 x 15 = 195	99	0.98	4.89	11.85	5.0	10	5	45	9 @5 cm
2.14	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	55	214	13 x 20 = 260	144	1.30	5.89	11.85	5.0	10	5	45	9 @5 cm
1.27	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	45	195	13 x 15 = 195	99	0.98	4.89	11.85	5.0	10	5	45	9 @5 cm
0.85	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	60	195	13 x 15 = 195	99	0.98	4.89	11.85	5.0	10	5	45	9 @5 cm
2.97	3 Ø3/8" + 3 Ø3/8" = 4.28	1.0	79	297	13 x 25 = 325	189	1.63	6.59	11.85	5.5	10	5	45	9 @5 cm
1.44	3 Ø3/8" + 3 Ø3/8" = 4.28	1.0	65	195	13 x 15 = 195	99	0.98	4.89	11.85	5.0	10	5	45	9 @5 cm
0.94	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	56	195	13 x 15 = 195	99	0.98	4.89	11.85	5.0	10	5	45	9 @5 cm
1.37	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	0.8	38	195	13 x 15 = 195	99	0.98	4.89	11.85	5.0	10	5	45	9 @5 cm
1.67	3 Ø3/8" + 3 Ø3/8" = 4.28	1.0	39	195	13 x 15 = 195	99	0.98	4.89	11.85	5.0	10	5	45	9 @5 cm
1.45	3 Ø3/8" + 3 Ø3/8" = 4.28	1.0	65	195	13 x 15 = 195	99	0.98	4.89	11.85	5.0	10	5	45	9 @5 cm

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 36*Vigas de confinamiento (soleras).*

Ts (kg)	As (cm ²)	As usar (cm ²)	A' sol (cm ²)	Asol (cm ²)	s [1/4"
3359	0.89	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
5631	1.49	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
9513	2.52	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
9253	2.45	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
9089	2.40	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
8884	2.35	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
9621	2.55	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
3319	0.88	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
7640	2.02	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
4534	1.20	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
3047	0.81	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
10617	2.81	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
5129	1.36	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
3360	0.89	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
4876	1.29	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
5967	1.58	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
5173	1.37	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm

Fuente: Elaboración propia.

3.2.5.16.3 Diseño de muros no agrietados

Similar al acápite anterior y de acuerdo al Blog del Ing. San Bartolomé, se presenta el procedimiento del diseño para los muros no agrietados para los pisos del tercero al quinto. Para facilitar el proceso constructivo, se adoptarán estos resultados para los demás niveles.

As = Área de acero vertical (cm², min 4Ø8mm), usar $\phi=0.90$, $As = T/(f_y*\phi)$

As = Área de acero vertical colocado (cm²)

An = Área del núcleo de concreto (cm²) = $As+(C/\phi-As*f_y)/(0.85*\delta*f'_c)$, usar $\phi = 0.70$

Usar = Dimensiones de la columna a emplear (cm x cm)

Ac = Área de concreto de la columna definitiva (cm x cm)

An = Área del núcleo de la columna definitiva (cm²), ó 4Ø8mm

As min = Área de acero vertical mínima (cm²), ó 4Ø8mm

Secuencia de diseño de vigas soleras.

As = Área de acero horizontal requerida (cm²) = $Ts/(f_y*\phi)$, donde $\phi = 0.90$

Usar = Acero longitudinal a utilizar.

Nota:

- $A_s \text{ min} = 0.1 \cdot f'_c \cdot A_{sol} / f_y$ ó 4Ø8mm
- En la solera se usa estribos mínimos [1/4", 1@5 cm, 4@10 cm, r@ 25 cm
- En caso de muros superior e inferior, con el fin de homogenizar resultado se tomaron datos más desfavorables entre ambos para el diseño de columnas

Diseño de los muros no agrietados por sismo severo - Tercer y cuarto piso.**Tabla 37**

Fuerzas internas en columnas de confinamiento

Muro	L (m)	t (m)	Pg (kg)	Lt (m)	Vu (kg)	Mu (kg)	Lm (m)	Nc	F (kg)	Pc (kg)	Pt (kg)	T (kg)	C (kg)
1X	1.24	0.13	5262	0.28	716	1052	1.24	2	848	2631	2035	0.00	3479
2X	1.74	0.13	8378	0.4	1575	2360	1.74	2	1356	4189	1570	0.00	5545
3X	2.69	0.13	10790	0.64	1977	3476	2.69	2	1292	5395	2035	0.00	6687
4X	2.69	0.13	9510	0.47	1779	3131	2.69	2	1164	4755	1662	0.00	5919
5X	2.69	0.13	9806	0.64	1567	2759	2.69	2	1026	4903	2333	0.00	5929
6X	2.69	0.13	7785	0.64	1990	3354	2.69	2	1247	3892	2192	0.00	5139
7X	2.78	0.13	11507	0.66	1806	3455	2.78	2	1243	5754	10334	0.00	6996
8X	1.24	0.13	4385	0.28	777	1117	1.24	2	901	2192	2192	0.00	3093
9X	2.28	0.13	7807	0.54	1874	2869	2.28	2	1258	3903	2325	0.00	5162
1Y	3.14	0.13	8493	0.75	1207	1900	3.14	2	605	4247	3745	0.00	4852
2Y	1.98	0.13	6350	0.46	894	1248	1.98	2	630	3175	1662	0.00	3805
3Y	3.29	0.13	9245	0.78	1033	1708	3.29	2	519	4622	2833	0.00	5142
4Y	3.29	0.13	9805	0.78	1427	2271	3.29	2	690	4903	1840	0.00	5593
5Y	2.08	0.13	6698	0.49	1389	1957	2.08	2	941	3349	1938	0.00	4290
6Y	2.75	0.13	10727	0.66	3365	4899	2.75	2	1781	5364	2567	0.00	7145
7Y	3.10	0.13	16450	0.74	3231	4897	3.10	2	1580	8225	2742	0.00	9805
8y	3.29	0.13	10349	0.78	3363	4529	3.29	2	1377	5175	5484	0.00	6551

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 38*Acero de refuerzo en columnas de confinamiento.*

n (cm ²)	As usar (cm ²)	δ	An (cm ²)	Ac usar (cm ²)	An _{def} (cm ²)	As _{min} (cm ²)	s (cm)	Zc (cm)	s [1/4"	
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	1.0	16.60	13 x 15 =	195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	1.0	0.06	13 x 15 =	195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	1.0	9.07	13 x 15 =	195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	1.0	2.93	13 x 15 =	195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	1.0	3.00	13 x 15 =	195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	1.0	3.31	13 x 15 =	195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	1.0	11.55	13 x 15 =	195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	1.0	19.69	13 x 15 =	195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	1.0	3.13	13 x 15 =	195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	1.0	5.62	13 x 15 =	195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	1.0	13.99	13 x 15 =	195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
2.01	4 Ø1/2" = 5.07	1.0	1.08	13 x 15 =	195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
2.01	4 Ø1/2" = 5.07	1.0	2.53	13 x 15 =	195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	1.0	10.11	13 x 15 =	195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	1.0	12.74	13 x 15 =	195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	1.0	34.03	13 x 15 =	195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	1.0	7.99	13 x 15 =	195	99	0.98	10	45	5 @10 cm

Fuente: Elaboración propia.**Tabla 39***Vigas de confinamiento (soleras).*

Ts (kg)	As (cm ²)	As usar (cm ²)	A ^{so} _l (cm ²)	Asol (cm ²)	s [1/4"
358	2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
788	2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
989	2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
890	2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
784	2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
995	2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
903	2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
388	2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
937	2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
603	2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
447	2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
516	2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
713	2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
694	2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
1682	2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
1615	2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
1681	2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 20 = 240	4@ 10 cm

Fuente: Elaboración propia.

Se emplean 4 varillas de 3/8" como refuerzo mínimo en las columnetas y soleras en el tercer, cuarto y quinto piso.

3.2.5.17 Diseño de alféizares y parapetos

Diseño por carga sísmica perpendicular a su plano

En este capítulo se diseñarán los alféizares de ventanas aislados de la estructura principal. A diferencia de los muros portantes de albañilería, los alféizares no se encuentran arriostrados en sus 4 bordes por lo que es necesario analizar esta estructura frente a cargas perpendiculares al plano. Todas las fórmulas empleadas en este capítulo corresponden a la NTE E.070.

3.2.5.17.1 Diseño del alfeizar h = 0.90 m.

DATOS DEL MURO

Sección de arriostres:	b = 0.15 m	h = 0.13 m
Dimensiones del muro:	Lt = 2.23 m	Lp = 1.12 m
	h = 0.90 m	t = 0.13 m

Peso propio de albañilería c/tarrajeo: 274 Kg/m²

Peso propio de concreto armado c/tarrajeo: 352 Kg/m²

$$P_e = \gamma_w \cdot L_w \cdot t_w \cdot h_w$$

Orientación del Muro: Dirección X

Longitud libre del Muro, L_w = 0.82 m

Espesor, t_w = 0.13 m

Altura, h_w = 0.90 m

Peso del Muro, P_e = 200.98 Kg

Peso de columna, P_e = 47.52 Kg

Ubicación y Riesgo: Muros y Tabiques dentro de la Edificación

CONDICIONES DE CONFINAMIENTO

Números de arriostre: 3	⇒	CASO 2
Long. del Borde Libre, a = 0.82 m		Altura o Longitud, b = 0.90 m
Relación de lados; b/a = 1.10	⇒	m = 0.1153

Interpolación

b/a in 1.00	0.112 m inf
b/a cc 1.10	0.115 m cal
b/a su 1.50	0.128 m sup

FUERZA SÍSMICA MÍNIMA

Factor de Zona, $Z = 0.35$
 Factor de Uso, $U = 1.00$
 Factor del suelo, $(S) = 1.00$
 Coeficiente Sísmico, $C_1 = 2.00$

Fuerza mínima para ambas direcciones, albañilería:

$$F_{min} = 0.5(Z \cdot U \cdot S \cdot P_e) \quad w_{min} = 0.4(Z \cdot U \cdot S \cdot t \cdot \gamma_e)$$

$$F_{min} = 35.17 \text{ Kg}$$

$$w_{min} = 38.36 \text{ Kg/m}^2$$

FUERZAS Y ESFUERZOS

Fuerzas Horizontales y Perpendiculares en Muros No Portantes

Piso	a_{i-x} (m/s ²)	a_{i-y} (m/s ²)	$(a_{i-x})/g$	F_x (kg)	W_x (kg/m ²)	$(a_{i-y})/g$	F_y (kg)	W_y (kg/m ²)
4	2.63	1.90	0.27	107.6	117.35	0.19	77.97	85.04
3	1.95	1.42	0.20	80.0	87.25	0.14	58.12	63.39
2	1.46	1.05	0.15	59.6	65.04	0.11	43.13	47.04
1	1.03	0.74	0.11	42.3	46.17	0.08	35.17	38.36

Fuerzas de Diseño en Muro No Portante

Orientación	F_{\perp} (kg)	F_{\parallel} (kg)	W_{\perp} (kg/m ²)
Dirección X	77.97	107.60	85.04
Dirección Y	107.60	77.97	117.35

$$w = 0.8 \frac{F}{L_w \cdot h_w}$$

Carga Sísmica Perpendicular, $w = 85 \text{ kg/m}^2$

Fuerza Sísmica Horizontal, $F_i = 107.60 \text{ kg}$

Momento Flector, $M_s = 7 \text{ kg.m/m}$

Esfuerzo Normal, $f_m = 0.2 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo Adm.Tracción, $f_t = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

$$F_i = \frac{a_i}{g} \cdot C_1 \cdot P_e$$

$$M_s = m \cdot w \cdot a^2$$

$$f_m = 6 \frac{M_s}{t^2}$$

$f_t > f_m \dots \text{O.K.}$

VERIFICACIÓN DEL ESPESOR DEL MURO

Norma E.030:

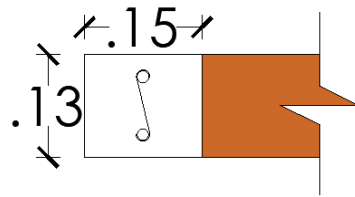
$$t = a \left(\sqrt{\frac{6 \cdot m \cdot w}{f_m}} \right)$$

$t = 0.13 \text{ m} \dots \text{O.K.}$

DISEÑO DE LOS ARRIOSTRES

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$h = 13 \text{ cm}$$

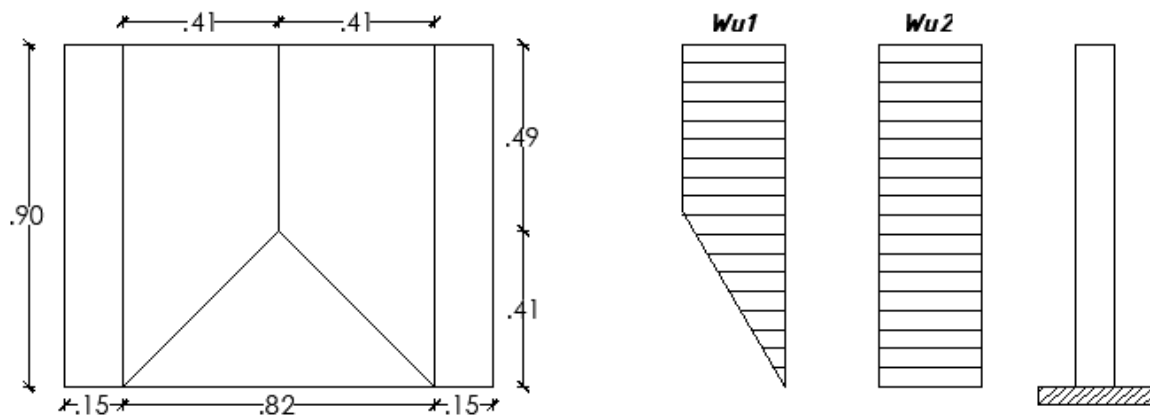


$$d = 10 \text{ cm}$$

Resistencia al corte: $V_c = \varphi * 0.53\sqrt{f'_c} * b * d$

$$V_c = 979.25 \text{ Kg}$$

Carga Sismica Perpendicular, $w = 352 \text{ kg/m}^2$



Momento último en flexión de albañilería:

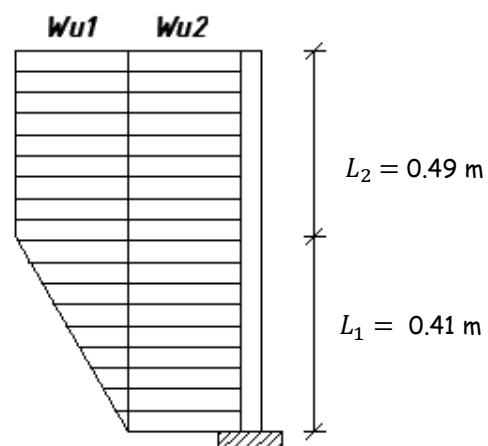
$$w_{u1} = 1.25 * w * \frac{L}{2}$$

$$w_{u1} = 253 \text{ kg/m}$$

Momento último en flexión de columneta:

$$w_{u2} = 1.25 * w * b$$

$$w_{u2} = 66.00 \text{ kg/m}$$



Momento ultimo maximo: $M_u = w_{u1} * \left[\left(\frac{5L_1^2}{6} \right) + (L_2 * L_1) \right] + w_{u2} * \frac{(L_1 + L_2)^2}{2}$

$$M_u = 112.52 \text{ Kg.m}$$

Fuerza cortante última: $V_u = w_{u1} \left(\frac{L_1}{2} + L_2 \right) + w_{u2} * (L_1 + L_2)$

$$V_u = 235.57 \text{ kg}$$

Verificación:

$$V_c > V_u \text{ ...O.K.}$$

$$A_{s-mim} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d$$

Acero mínimo:

$$A_{smim} = 0.36 \text{ cm}^2$$

Acero requerido:

$$A_{s-req} = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 f'_c * b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c * b}}$$

$$A_{s-req} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$A_{s-req} < A_{s-min}$...Usar acero mínimo

Colocar:

2 Ø1/4"
Alambre #8: 1@5 cm, Rto@15 cm

3.2.5.17.2 Diseño del alfeizar h = 2.20 m

DATOS DEL MURO

Sección de arriostres:	b = 0.10 m	h = 0.13 m
Dimensiones del muro:	Lt = 1.22 m	
	h = 2.20 m	t = 0.13 m

Peso propio de albañilería c/tarrajeo: 274 Kg/m²

Peso propio de concreto armado c/tarrajeo: 352 Kg/m²

$$P_e = \gamma_w \cdot L_w \cdot t_w \cdot h_w$$

Orientación del Muro: Dirección Y

Longitud libre del Muro, $L_w = 1.02 \text{ m}$

Espesor, $t_w = 0.13 \text{ m}$

Altura, $h_w = 2.20 \text{ m}$

Peso del Muro, $P_e = 614.86 \text{ Kg}$

Peso de columna, $P_e = 77.44 \text{ Kg}$

Ubicación y Riesgo: Muros y Tabiques dentro de la Edificación

CONDICIONES DE CONFINAMIENTO

Números de arriostre: 3 ⇒ CASO 2
 Long. del Borde Libre, a = 1.02 m Altura o Longitud, b = 2.20 m
 Relación de lados; b/a = 2.16 ⇒ m = 0.1323

INTERPOLACIÓN

b/a inf 2.00 0.132 m inf
 b/a cal 2.16 **0.132** m cal
 b/a sup 2.50 0.133 m sup

FUERZA SÍSMICA MÍNIMA

Factor de Zona, Z = 0.35
 Factor de Uso, U = 1.00
 Factor del suelo, S = 1.00
 Coeficiente Sísmico, C1 = 2.00

Fuerza mínima para ambas direcciones, albañilería:

$$F_{min} = 0.5(Z \cdot U \cdot S \cdot P_e) \quad w_{min} = 0.4(Z \cdot U \cdot S \cdot t \cdot \gamma_e)$$

$$F_{min} = 107.60 \text{ Kg}$$

$$w_{min} = 38.36 \text{ Kg/m}^2$$

FUERZAS Y ESFUERZOS

Fuerzas Horizontales y Perpendiculares en Muros No Portantes

Piso	a_{i-x} (m/s ²)	a_{i-y} (m/s ²)	$(a_i-x)/g$	F _x (kg)	W _x (kg/m ²)	$(a_i-y)/g$	F _y (kg)	W _y (kg/m ²)
4	2.63	1.90	0.27	329.2	117.35	0.19	238.5	85.04
3	1.95	1.42	0.20	244.7	87.25	0.14	177.8	63.39
2	1.46	1.05	0.15	182.4	65.04	0.11	132.0	47.04
1	1.03	0.74	0.11	129.5	46.17	0.08	107.6	38.36

CONDICIONES DE CONFINAMIENTO

Números de arriostre: 3 ⇒ CASO 2
 Long. del Borde Libre, a = 1.02 m Altura o Longitud, b = 2.20 m
 Relación de lados; b/a = 2.16 ⇒ m = 0.1323

INTERPOLACIÓN

b/a inf 2.00 0.132 m inf
 b/a cal 2.16 **0.132** m cal
 b/a sup 2.50 0.133 m sup

FUERZA SÍSMICA MÍNIMA

Factor de Zona, Z = 0.35
 Factor de Uso, U = 1.00
 Factor del suelo, S = 1.00
 Coeficiente Sísmico, C1 = 2.00

Fuerza mínima para ambas direcciones, albañilería:

$$F_{min} = 0.5(Z \cdot U \cdot S \cdot P_e) \quad w_{min} = 0.4(Z \cdot U \cdot S \cdot t \cdot \gamma_e)$$

$$F_{min} = 107.60 \text{ Kg}$$

$$w_{min} = 38.36 \text{ Kg/m}^2$$

FUERZAS Y ESFUERZOS

Fuerzas Horizontales y Perpendiculares en Muros No Portantes

a_i-x (m/s ²)	a_i-y (m/s ²)	$(a_i-x)/g$	F_x (kg)	W_x (kg/m ²)	$(a_i-y)/g$	F_y (kg)	W_y (kg/m ²)
2.63	1.90	0.27	329.2	117.35	0.19	238.5	85.04
1.95	1.42	0.20	244.7	87.25	0.14	177.8	63.39
1.46	1.05	0.15	182.4	65.04	0.11	132.0	47.04
1.03	0.74	0.11	129.5	46.17	0.08	107.6	38.36

Fuerzas de Diseño en Muro No Portante

Orientación	F_{\perp} (kg)	F_{\parallel} (kg)	W_{\perp} (kg/m ²)
Dirección X	238.55	329.18	85.04
Dirección Y	329.18	238.55	117.35

$$w = 0.8 \frac{F}{L_w \cdot h_w}$$

Carga Sísmica Perpendicular, $w = 117.35 \text{ kg/m}^2$ $F_i = \frac{a_i}{g} \cdot C_1 \cdot P_e$
 Fuerza Sísmica Horizontal, $F_i = 238.55 \text{ kg}$
 Momento Flector, $M_s = 16.15 \text{ kg.m/m}$ $M_s = m \cdot w \cdot a^2$
 Esfuerzo Normal, $f_m = 0.57 \text{ kg/cm}^2$
 Esfuerzo Adm. Tracción, $f_t = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ $f_m = 6 \frac{M_s}{t^2}$

$$f_t > f_m \text{ ...O.K.}$$

VERIFICACIÓN DEL ESPESOR DEL MURO

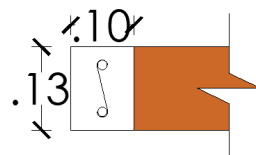
Norma E.030:
$$t = a \left(\sqrt{\frac{6 \cdot m \cdot w}{f_m}} \right)$$

$$t = 0.13 \text{ m ...O.K.}$$

DISEÑO DE LOS ARRIOSTRES

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$h = 13 \text{ cm}$$

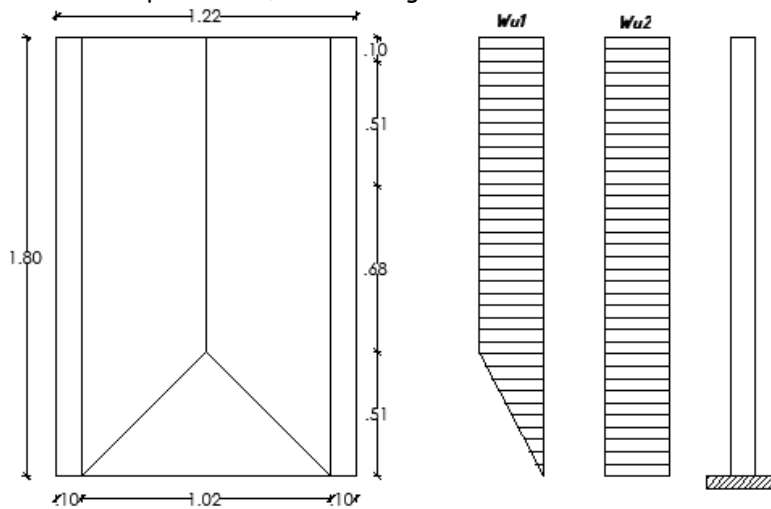


$$d = 10 \text{ cm}$$

Resistencia al corte:
$$V_c = \varphi \cdot 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 652.84 \text{ Kg}$$

Carga Sismica Perpendicular, $w = 77.4 \text{ kg/m}^2$



nto último en flexión de albañilería:

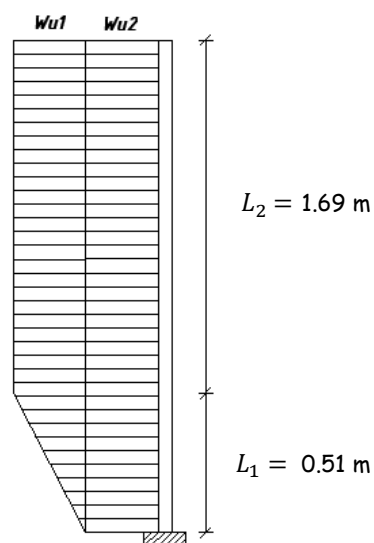
$$w_{u1} = 1.25 * w * \frac{L}{2}$$

$$w_{u1} = 74.81 \text{ kg/m}$$

Momento último en flexión de columneta:

$$w_{u2} = 1.25 * w * b$$

$$w_{u2} = 9.68 \text{ kg/m}$$



Momento ultimo maximo:

$$M_u = w_{u1} * \left[\left(\frac{5L_1^2}{6} \right) + (L_2 * L_1) \right] + w_{u2} * \frac{(L_1 + L_2)^2}{2}$$

$$M_u = 104.12 \text{ Kg.m}$$

Fuerza cortante última:

$$V_u = w_{u1} * \left(\frac{L_1}{2} + L_2 \right) + w_{u2} * (L_1 + L_2)$$

$$V_u = 166.81 \text{ kg}$$

Verificación:

$$V_c > V_u \text{ ...O.K.}$$

Acero mínimo:
$$A_{s-mim} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d$$

$$A_{smim} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Acero requerido:

$$A_{s-req} = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 f'_c * b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c * b}}$$

$$A_{s-req} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$A_{s-req} > A_{s-min}$...O.K.

Refuerzo:

2 Ø1/4"
Alambre #8: 1@5 cm, Rto@15 cm

3.2.5.17.3 Diseño de parapeto h = 1.10 m en dirección X

DATOS DEL MURO

Orientación del Muro: Dirección X

Sección de arriostres: b = 0.10 m h = 0.13 m

Dimensiones del muro: Lp = 2.20 m t = 0.13 m

h = 1.10 m

Peso propio de albañilería c/tarrajeo: 274 Kg/m² **2108**

Peso propio de concreto armado c/tarrajeo: 352 Kg/m²

Longitud libre del Muro, Lw = 2.20 m

 Espesor, tw = 0.13 m

 Altura, hw = 1.10 m

 Peso del Muro, Pe = 663.08 Kg

 Peso de columna, Pe = 38.72 Kg

$$P_e = \gamma_w \cdot L_w \cdot t_w \cdot h_w$$

Ubicación y Riesgo: Tanques sobre la Azotea, casa de máquinas,
pérgolas, parapetos en la azotea

CONDICIONES DE CONFINAMIENTO

Números de arriostre: 3 ⇒ CASO 2

Long. del Borde Libre, a = 2.20 m Altura o Longitud, b = 1.10 m

Relación de lados; b/a = 0.50 ⇒ m = 0.0600

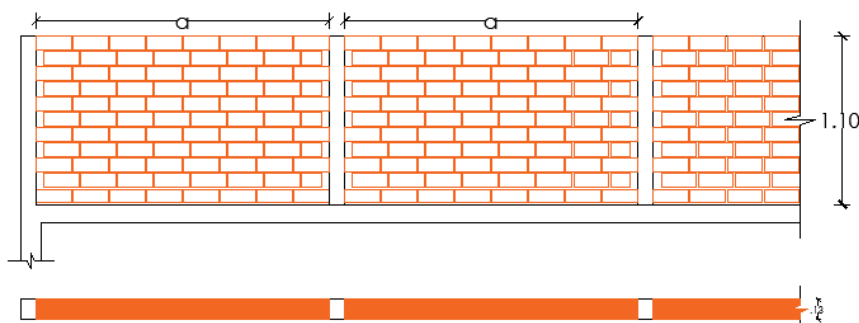
INTERPOLACIÓN

b/a inf	0.50	0.060 m inf
b/a cal	0.50	0.060 m cal
b/a sup	0.60	0.074 m sup

PARAMETROS SISMICOS

Factor de Zona, $Z = 0.35$
 Factor de Uso, $U = 1.00$
 Factor del suelo, $S = 1.00$
 Coeficiente Sísmico, $C_1 = 3.00$

SEPARACIÓN LIBRE ENTRE LOS ARRIOSTRES VERTICALES



$$a = 0.46 \sqrt{\frac{t \cdot f_t}{\gamma \cdot Z \cdot U \cdot C_1 \cdot m}}$$

$$b = 1.10 \text{ m}$$

$$a = 1.80 \text{ m}$$

$$b/a = 0.61$$

INTERPOLACIÓN

b/a inf	0.60	0.074 m inf
b/a cal	0.61	0.075 m cal
b/a sup	0.70	0.087 m sup

$$m = 0.0754$$

FUERZA SÍSMICA MÍNIMA

Peso del Muro: $P_e = 542.52 \text{ Kg}$ $P_e = \gamma_w \cdot L_w \cdot t_w \cdot h_w$

Fuerza mínima para ambas direcciones, albañilería:

$$F_{min} = 0.5(Z \cdot U \cdot S \cdot P_e) \quad w_{min} = 0.4(Z \cdot U \cdot S \cdot t \cdot \gamma_e)$$

$$F_{min} = 94.94 \text{ Kg} \quad w_{min} = 38.36 \text{ Kg/m}^2$$

FUERZAS Y ESFUERZOS

Fuerzas Horizontales y Perpendiculares en Muros No Portantes

Piso	ai-x (m/s ²)	ai-y (m/s ²)	(ai-x)/g	Fx (kg)	Wx (kg/m ²)	(ai-y)/g	Fy (kg)	Wy (kg/m ²)
4	2.63	1.90	0.27	435.7	144.02	0.19	315.7	127.57
3	1.95	1.42	0.20	323.9	107.08	0.14	235.3	95.08
2	1.46	1.05	0.15	241.4	79.82	0.11	174.7	70.57
1	1.03	0.74	0.11	171.4	56.66	0.08	122.2	49.38

Fuerzas de Diseño en Muro No Portante

Orientación	F _⊥ (kg)	F _∥ (kg)	W _⊥ (kg/m ²)
Dirección X	315.72	435.68	127.57
Dirección Y	435.68	315.72	144.02

$$w = 0.8 \frac{F}{L_w * h_w}$$

Carga Sísmica Perpendicular, $w = 127.57 \text{ kg/m}^2$

$$F_i = \frac{a_i}{g} \cdot C_1 \cdot P_e$$

Fuerza Sísmica Horizontal, $F_i = 435.68 \text{ kg}$

Momento Flector, $M_s = 37.04 \text{ kg.m/m}$

$$M_s = m \cdot w \cdot a^2$$

Esfuerzo Normal, $f_m = 1.32 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo Adm. Tracción, $f_t = 1.50 \text{ kg/cm}^2$

$$f_m = 6 \frac{M_s}{t^2}$$

$f_t > f_m \dots \text{O.K.}$

VERIFICACIÓN DEL ESPESOR DEL MURO

Norma E.030:

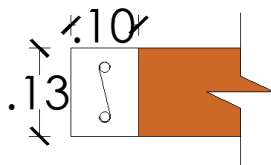
$$t = a \left(\sqrt{\frac{6 * m * w}{f_m}} \right)$$

$t = 0.13 \text{ m} \dots \text{O.K.}$

DISEÑO DE LOS ARRIOSTRES

$b = 10 \text{ cm}$

$h = 13 \text{ cm}$

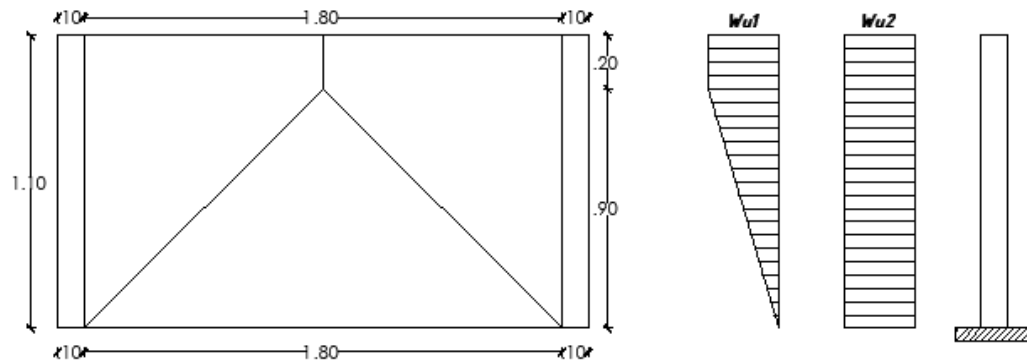


$d = 10 \text{ cm}$

Resistencia al corte: $V_c = \varphi * 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d$

$$V_c = 652.84 \text{ Kg}$$

Carga Sísmica Perpendicular, $w = 352.00 \text{ kg/m}^2$



Momento último en flexión de albañilería:

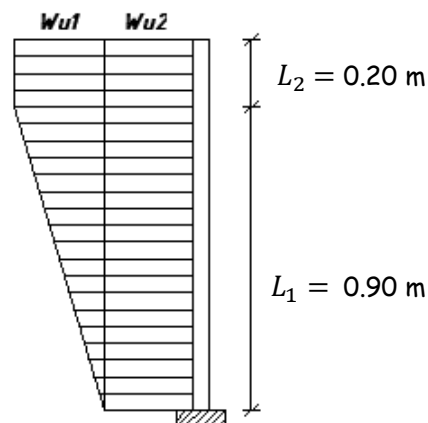
$$w_{u1} = 1.25 * w * \frac{L}{2}$$

$$w_{u1} = 144 \text{ kg/m}$$

Momento último en flexión de columneta:

$$w_{u2} = 1.25 * w * b$$

$$w_{u2} = 44.00 \text{ kg/m}$$



$$\text{Momento ultimo maximo: } M_u = w_{u1} * \left[\left(\frac{5L_1^2}{6} \right) + (L_2 * L_1) \right] + w_{u2} * \frac{(L_1 + L_2)^2}{2}$$

$$M_u = 152.11 \text{ Kg.m}$$

Resistencia al corte:

$$V_c = \varphi * 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 652.84 \text{ Kg}$$

$$\text{Fuerza cortante última: } V_u = w_{u1} \left(\frac{L_1}{2} + L_2 \right) + w_{u2} * (L_1 + L_2)$$

$$V_u = 143.80 \text{ kg}$$

Verificación:

$$V_c > V_u \text{ ..O.K.}$$

Acero mínimo:
$$A_{s-min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d$$

$$A_{smim} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Acero requerido:

$$A_{s-req} = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 f'_c * b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c * b}}$$

$$A_{s-req} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-req} > A_{s-min} \quad \dots O.K.$$

Refuerzo:

2 Ø1/4"
Alambre #8: 1@5 cm, Rto@15 cm

3.2.5.17.4 Diseño de parapeto h = 1.10 m, Dirección Y.

DATOS DEL MURO

Orientación del Muro: Dirección Y

Sección de arriostres: b = 0.10 m h = 0.13 m

Dimensiones del muro: Lp = 1.60 m t = 0.13 m

h = 1.10 m

Peso propio de albañilería c/tarrajeo: 274 Kg/m²

Peso propio de concreto armado c/tarrajeo: 352 Kg/m²

Longitud libre del Muro, L_w = 1.40 m

Espesor, t_w = 0.13 m

Altura, h_w = 1.10 m

Peso del Muro, P_e = 421.96 Kg

Peso de columna, P_e = 38.72 Kg

$$P_e = \gamma_w \cdot L_w \cdot t_w \cdot h_w$$

Ubicación y Riesgo: Tanques sobre la Azotea, casa de máquinas,
pérgolas, parapetos en la azotea

DATOS DEL MURO

Orientación del Muro: Dirección Y

Sección de arriostres: b = 0.10 m h = 0.13 m

Dimensiones del muro: Lp = 1.60 m t = 0.13 m

h = 1.10 m

Peso propio de albañilería c/tarrajeo: 274 Kg/m²

Peso propio de concreto armado c/tarrajeo: 352 Kg/m²

Longitud libre del Muro, L_w = 1.40 m

Espesor, t_w = 0.13 m

Altura, h_w = 1.10 m

Peso del Muro, P_e = 421.96 Kg

Peso de columna, P_e = 38.72 Kg

$$P_e = \gamma_w \cdot L_w \cdot t_w \cdot h_w$$

Ubicación y Riesgo: Tanques sobre la Azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea

CONDICIONES DE CONFINAMIENTO

Números de arriostre: 3 ⇒ CASO 2

Long. del Borde Libre, a = 1.40 m

Altura o Longitud, b = 1.10 m

Relación de lados; b/a = 0.79

⇒ m = 0.0956

INTERPOLACIÓN

b/a inf 0.70 0.087 m inf

b/a cal 0.79 **0.096** m cal

b/a sup 0.80 0.097 m sup

PARAMETROS SISMICOS

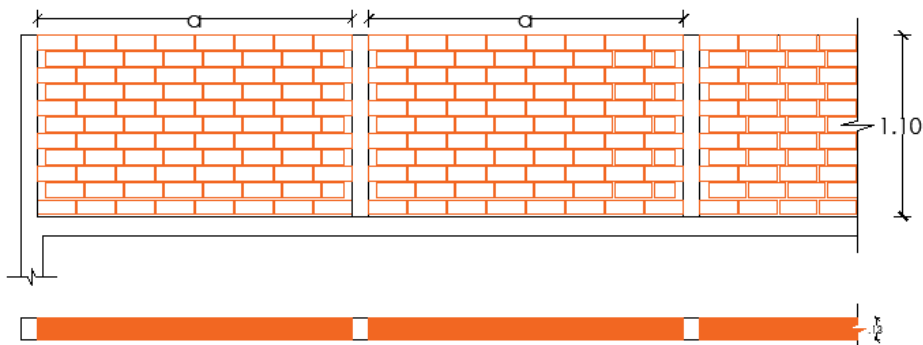
Factor de Zona, Z = 0.35

Factor de Uso, U = 1.00

Factor del suelo, S = 1.00

Coefficiente Sísmico, C₁ = 3.00

SEPARACIÓN LIBRE ENTRE LOS ARRIOSTRES VERTICALES



$$a = 0.46 \sqrt{\frac{t \cdot f_t}{\gamma \cdot Z \cdot U \cdot C_1 \cdot m}}$$

b = 1.10 m

a = 1.40 m

b/a = 0.79

INTERPOLACION

b/a inf 0.70	0.087 m inf
b/a cal 0.79	0.096 m cal
b/a sup 0.80	0.097 m sup

$$m = 0.0956$$

FUERZA SÍSMICA MÍNIMA

Peso del Muro: $P_e = \gamma_w \cdot L_w \cdot t_w \cdot h_w$
 $P_e = 421.96 \text{ Kg}$

Fuerza mínima para ambas direcciones, albañilería:

$$F_{min} = 0.5(Z \cdot U \cdot S \cdot P_e) \quad w_{min} = 0.4(Z \cdot U \cdot S \cdot t \cdot \gamma_e)$$

$$F_{min} = 73.84 \text{ Kg} \quad w_{min} = 38.36 \text{ Kg/m}^2$$

FUERZAS Y ESFUERZOS

Fuerzas Horizontales y Perpendiculares en Muros No Portantes

Piso	ai-x (m/s ²)	ai-y (m/s ²)	(ai-x)/g	Fx (kg)	Wx (kg/m ²)	(ai-y)/g	Fy (kg)	Wy (kg/m ²)
4	2.63	1.90	0.27	338.9	176.03	0.19	246	127.57
3	1.95	1.42	0.20	251.9	130.88	0.14	183	95.08
2	1.46	1.05	0.15	187.8	97.55	0.11	136	70.57
1	1.03	0.74	0.11	133.3	69.25	0.08	95	49.38

Fuerzas de Diseño en Muro No Portante

Orientación	F _⊥ (kg)	F _∥ (kg)	W _⊥ (kg/m ²)
Dirección X	245.56	338.86	127.57
Dirección Y	338.86	245.56	176.03

Carga Sísmica Perpendicular, $w = 176.03 \text{ kg/m}^2$

Fuerza Sísmica Horizontal, $F_i = 245.56 \text{ kg}$

Momento Flector, $M_s = 32.97 \text{ kg.m/m}$

Esfuerzo Normal, $f_m = 1.17 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo Adm. Tracción, $f_t = 1.50 \text{ kg/cm}^2$

$$F_i = 0.8 \left(\frac{a_i}{g} \cdot C_1 \cdot P_e \right)$$

$$M_s = m \cdot w \cdot a^2$$

$$f_m = 6 \frac{M_s}{t^2}$$

$f_t > f_m \dots \text{O.K.}$

Momento ultimo maximo: $M_u = w_{u1} * \left[\left(\frac{5 * L_1^2}{6} \right) + (L_2 * L_1) \right] + w_{u2} * \frac{(L_1 + L_2)^2}{2}$

$$M_u = 132.64 \text{ Kg.m}$$

Resistencia al corte: $V_c = \varphi * 0.53\sqrt{f'_c} * b * d$

$$V_c = 652.84 \text{ Kg}$$

Fuerza cortante última: $V_u = w_{u1}\left(\frac{L_1}{2} + L_2\right) + w_{u2} * (L_1 + L_2)$

$$V_u = 163.92 \text{ kg}$$

Verificación: $V_c > V_u \dots \text{O.K.}$

Acero mínimo: $A_{s-min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d$

$$A_{smim} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Acero requerido:

$$A_{s-req} = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\varphi * 0.85 f'_c * b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c * b}}$$

$$A_{s-req} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-req} > A_{s-min} \dots \text{O.K.}$$

Refuerzo:

$$2 \text{ } \varnothing 1/4''$$

Alambre #8: 1@5 cm, Rto@15 cm

VERIFICACIÓN DEL ESPESOR DEL MURO

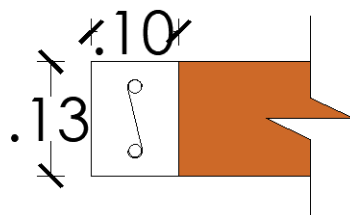
Norma E.030: $t = a \left(\sqrt{\frac{6 * m * w}{f_m}} \right)$

$$t = 0.13 \text{ m} \dots \text{O.K.}$$

DISEÑO DE LOS ARRIOSTRES

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$h = 13 \text{ cm}$$



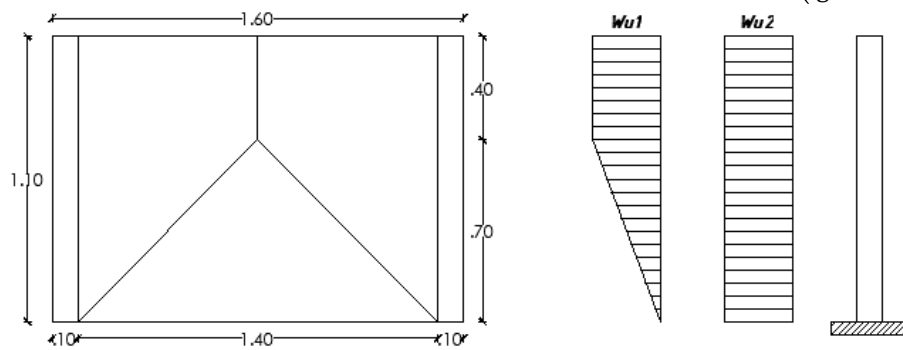
$$d = 10 \text{ cm}$$

Resistencia al corte: $V_c = \varphi * 0.53\sqrt{f'_c} * b * d$

$$V_c = 652.84 \text{ Kg}$$

Carga Sismica Perpendicular, $w = 352.00 \text{ kg/m}^2$

$$F_i = 0.8 \left(\frac{a_i}{g} \cdot C_1 \cdot P_e \right)$$



Momento último en flexión de albañilería:

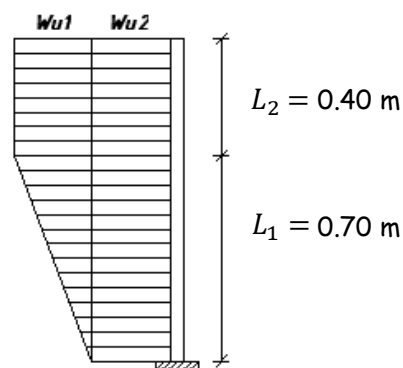
$$w_{u1} = 1.25 * w * \frac{L}{2}$$

$$w_{u1} = 154.0 \text{ kg/m}$$

Momento último en flexión de columneta:

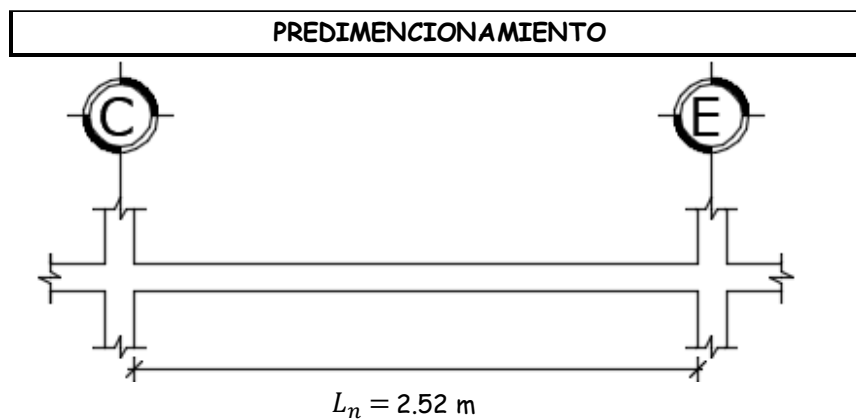
$$w_{u2} = 1.25 * w * b$$

$$w_{u2} = 44.00 \text{ kg/m}$$



3.2.5.18 Diseño de viga chata

La viga denominada VCH (0.50x0.12 m) se encuentra entre Los muros Y7 correspondientes a la caja de la escalera.



Metrado de cargas:

Acabados: 60 Kg/m²
 S/C: 200 Kg/m²

Carga última: $w_u = 1.4D + 1.7L \Rightarrow w_u = 0.0424 \text{ Kg/cm}^2$

Profundidad de viga peraltada: $h = \frac{L_n}{\left(\frac{4.01}{\sqrt{w_u}}\right)} \Rightarrow h = L_n/19$

Profundidad de viga chata: $h_{VCH} = 0.12 \text{ m}$

Ancho de viga chata: $b_{VCH} \geq 0.25 * \left(\frac{L_n}{19h_{VCH}}\right)^2$
 $b_{VCH} \geq 0.31 \text{ m}$

$b_{VCH} = 0.50 \text{ m}$

Cargas actuantes en la viga.

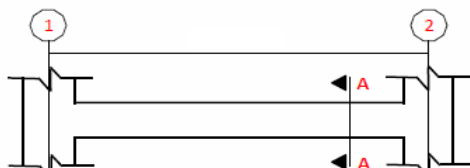
A. Inf	L	wD	wL	PP	D	L
m ²	(m)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m)	(kg/m)	(kg/m)
1.59	2.65	60	200	144	180	120

$w_u = 1.4D + 1.7L$

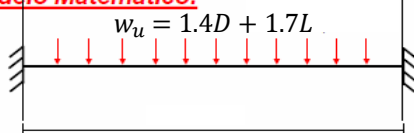
$w_u = 456 \text{ kg/m}$

CALCULO ESTRUCTURAL

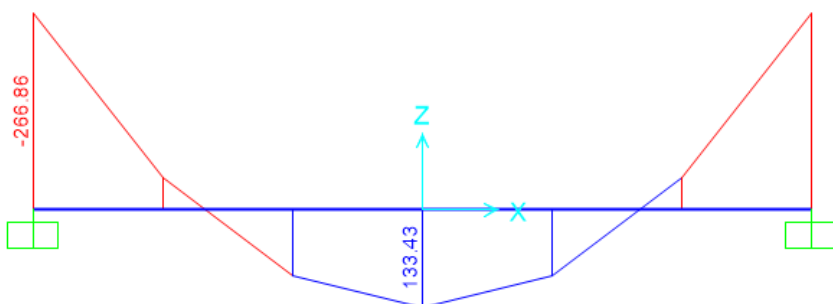
Esquema Estructural:



Modelo Matemático:

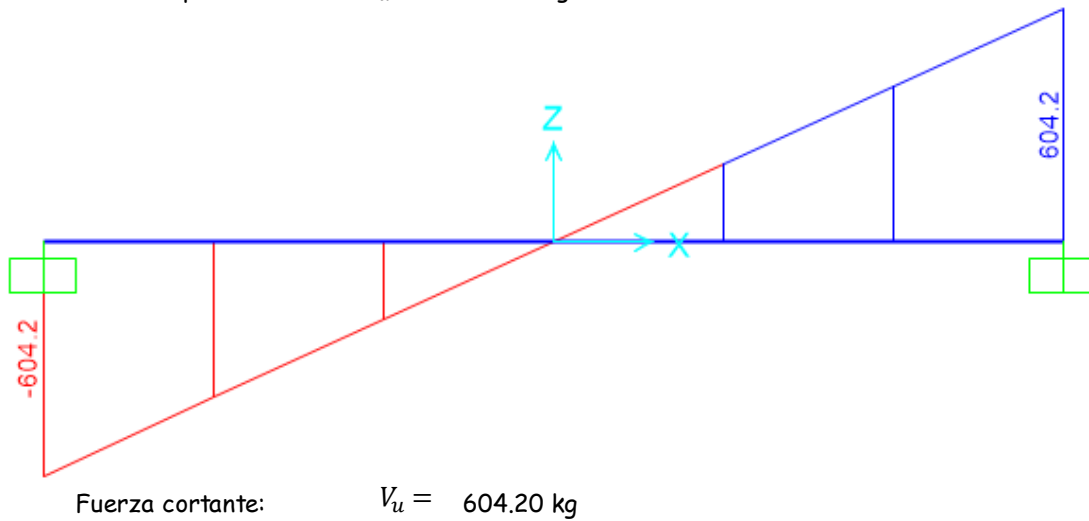


2.65 m



Momento negativo: $M_u = 266.86 \text{ Kg.m}$

Momento positiva: $M_u = 133.43 \text{ Kg.m}$



V. CALCULO ESTRUCTURAL

Cálculo de acero de refuerzo longitudinal por flexión

$$d = 9 \text{ cm} \quad \wedge \quad b = 50 \text{ cm}$$

Acero Mínimo del Refuerzo Longitudinal:

$$A_{s-mim} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d$$

$$A_{s-mim} = 1.09 \text{ cm}^2$$

Acero Máximo del Refuerzo Longitudinal:

$$A_{s-max} = 0.50 \left[\left(\frac{0.85\beta_1 * f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \right] * b_w * d$$

$$A_{s-max} = 4.78 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero en tramo central (Acero inferior)

Momento último máximo positivo: $M_u = 133.43 \text{ kg-m}$

$$A_{s-req} = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_{s-req} = 0.40 \text{ cm}^2$$

$A_{s-req} < A_{s-min}$...Usar acero mínimo

$$A_{s-req} = 1.09 \text{ cm}^2$$

Colocar: $A_{s(+)} = 1 \text{ } \varnothing 3/8'' + 1 \text{ } \varnothing 3/8'' = 1.43 \text{ cm}^2$...Falla ductil

Cálculo de acero en los apoyos (Acero superior)

Momento último máximo negativo: $M_u = 266.86 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_s = 0.80 \text{ cm}^2$$

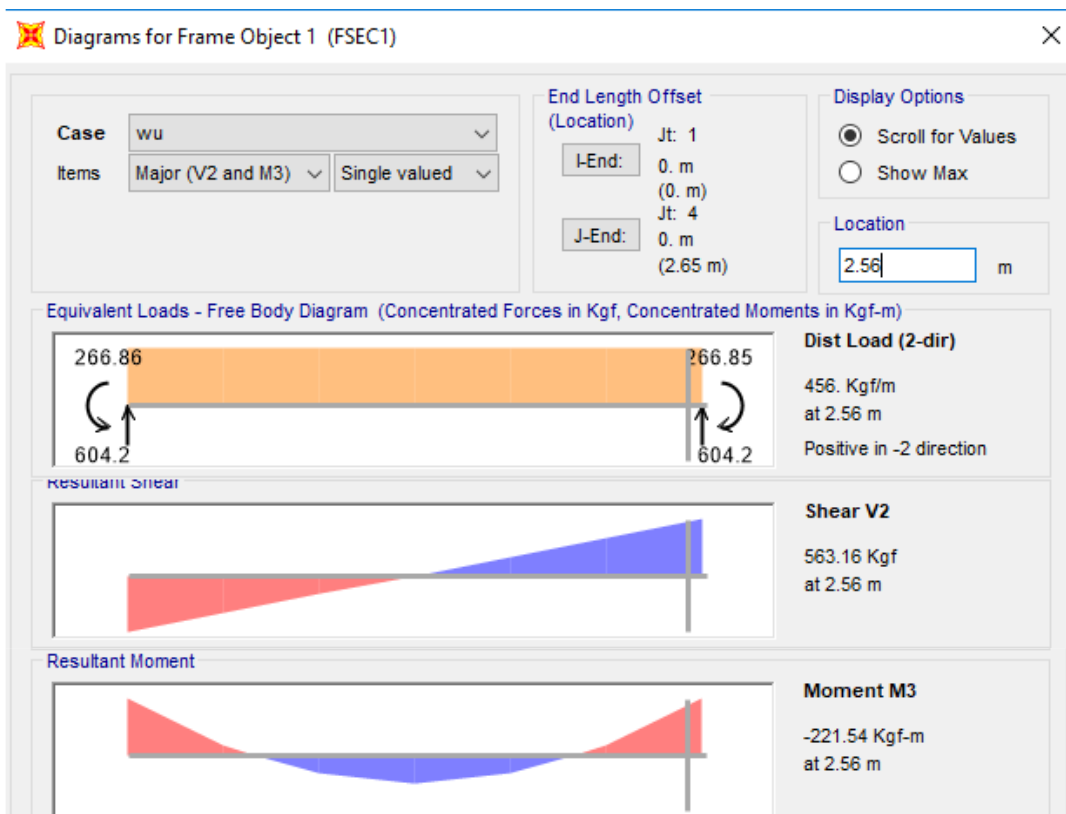
$A_{s-cal} < A_{s-min}$...Usar acero mínimo

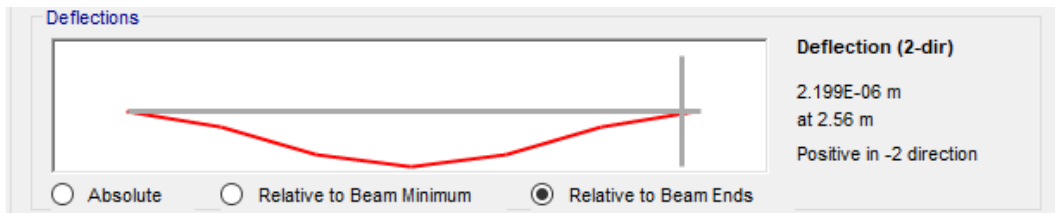
$$A_{s-req} = 1.09 \text{ cm}^2$$

Colocar: $A_{s(-)} = 1 \text{ } \varnothing 3/8'' + 1 \text{ } \varnothing 3/8'' = 1.43 \text{ cm}^2$...Falla ductil

Cálculo de acero de refuerzo transversal por cortante

Cortante máximo de diseño:





$$V_{ud} = 563.16 \text{ kg}$$

Resistencia al corte del concreto:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 3456.19 \text{ kg}$$

Cortante nominal:

$$V_n = \frac{V_{du}}{\phi}$$

$$V_n = 662.54 \text{ kg}$$

Requisitos mínimos para el diseño por fuerza cortante en vigas:

1º) Si:

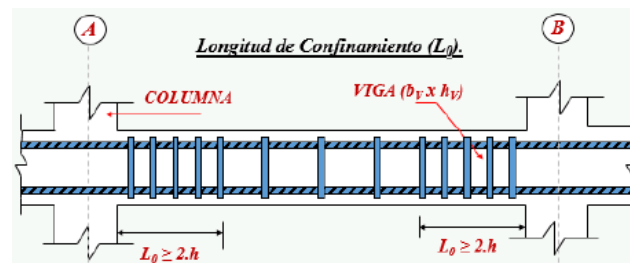
$$V_n = \left(\frac{V_{ud}}{\phi} \right) \leq \frac{V_c}{2}$$

$$662.54 \text{ kg} < 1728.10 \text{ kg}$$

..No requiere acero transversal

Longitud de confinamiento:

$$L_o \geq 2h$$



$$L_o = 0.50 \text{ m}$$

Fuera de la zona de confinamiento:

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

$$s = 25 \text{ cm}$$

Colocar: $\emptyset 3/8''$ 1@5 cm Rsto.@25 cm

Cálculo de acero de refuerzo de anclaje

Anclaje de refuerzo a tracción:

$$\text{Para: } \emptyset 3/8'' \quad l_a = \text{Máximo} \begin{cases} \frac{0.08A_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ 0.004d_b f_y \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_a = 20 \text{ cm}$$

Anclaje de refuerzo a compresión:

$$\text{Para: } \varnothing 3/8'' \quad l_a = \text{Máximo} \begin{cases} \frac{0.06A_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ 0.006d_b f_y \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_a = 30 \text{ cm}$$

3.2.5.19 Diseño de vigas dintel

El uso de la viga dintel es extendido en nuestro medio como elementos de conexión entre los muros, lo que genera fuerzas internas en estas vigas. Al actuar sobre el muro, contrarrestan los efectos de carga lateral producto del sismo.

Este elemento proporciona a la estructura las siguientes ventajas:

- ✓ Disminuye las rotaciones por flexión del muro, disminución de concentración de esfuerzos en las zonas de conexión muro – dintel – losa.
- ✓ Se incrementa la rigidez lateral de la estructura con lo que se retarda la falla por corte en los muros.
- ✓ Se decremento el momento flector en la base del muro lo cual trae consigo las siguientes mejoras:
 - Reduce el tamaño de la cimentación o Menor refuerzo vertical en muros
 - Disminuye los esfuerzos de flexocompresión en los talones del muro o Se incrementa la resistencia a fuerza cortante en los muros al disminuir las tracciones por flexión.

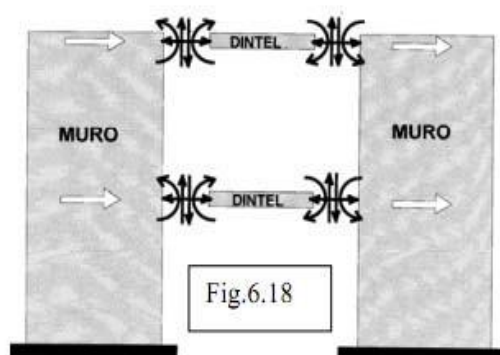
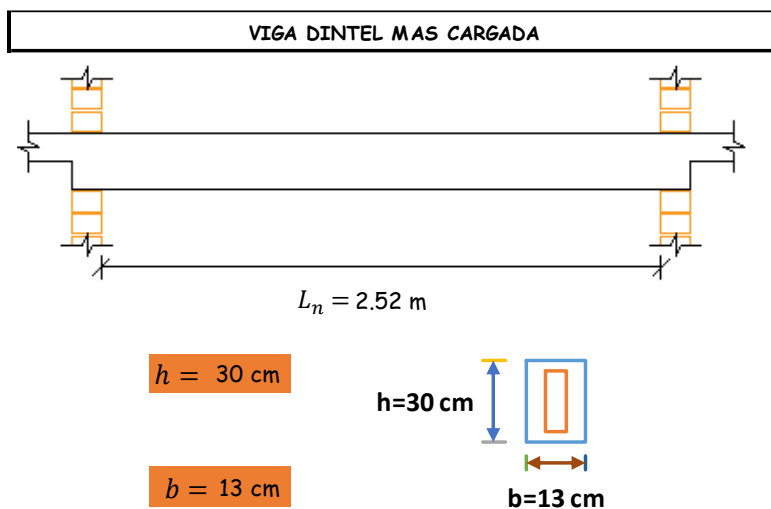


Figura 28: Fuerzas internas producidas en el dintel por sismo y detalle constructivo del dintel entre muros de albañilería (Fuente: del Blog del Ing. San Bartolomé).

De tal forma, las vigas dinteles permitirán conectar los muros en los vanos dejados para las puertas y ventanas de los departamentos.



METRADO DE CARGAS

A. Inf	L	wD	wL	PP	D	L
m ²	(m)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m)	(kg/m)	(kg/m)
1.59	2.65	938	0	93.60	656	0

$$w_u = 1.4D + 1.7L$$

$$w_u = 918.96 \text{ kg/m}$$

Peso propio: $w_{vd} = 93.60 \text{ kg/m}$ $L_{inf} = 1.50 \text{ m}$

Sobre carga: $w_{s/c} = 300 \text{ kg/m}$

Carga última por gravedad: $w_u = 1.4D + 1.7L = 641 \text{ kg/m}$

Tabla 40

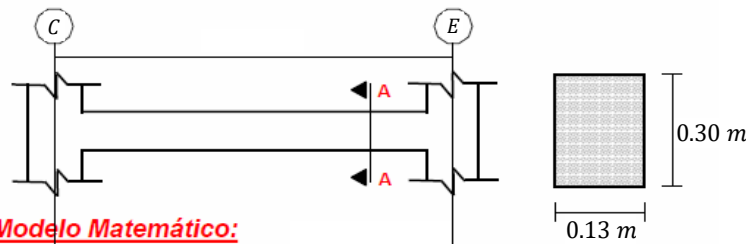
Longitud y ubicación de las vigas dintel.

Dintel	L (m)	Ubicación (entre)
D-1	2.32	1X-2X
D-2	2.52	2X-2X
D-3	0.92	5Y-6Y
D-4	2.25	3X-6Y
D-5	1.42	1Y-2Y
D-6	2.25	4X-0.5(6Y,7Y)
D-7	0.82	2Y-5X
D-8	2.25	5X-7Y
D-9	1.22	5X-3Y
D-10	0.82	6X-4Y
D-11	1.30	4Y-7X
D-12	1.47	8X-9X
D-13	1.27	9X-8Y

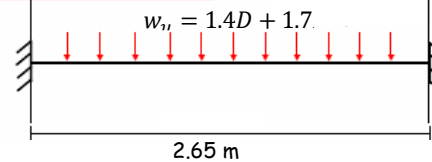
Fuente: Elaboración propia.

DISEÑO ESTRUCTURAL

Esquema Estructural:

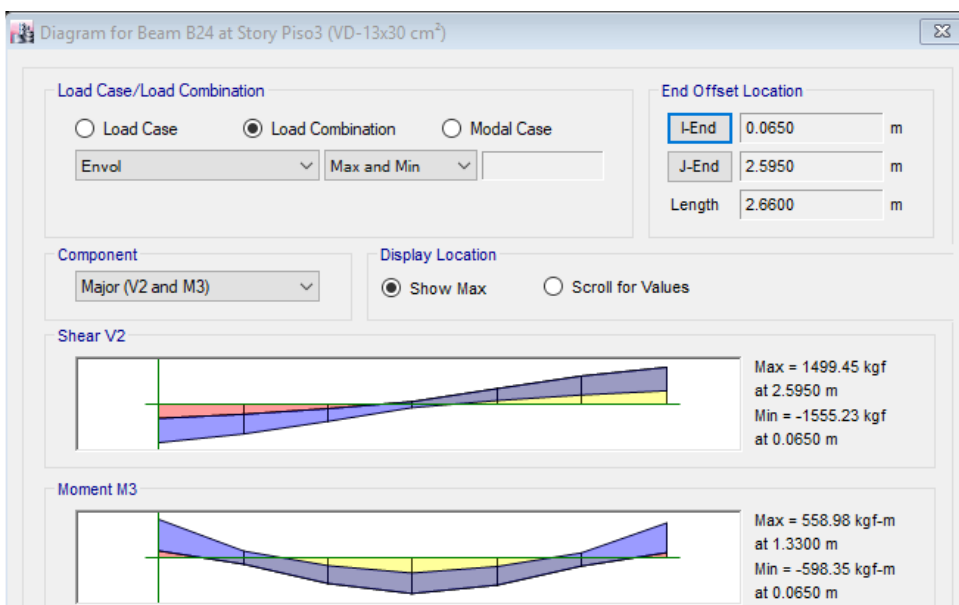


Modelo Matemático:



Sección A-A

Solicitaciones de la viga doblemente empotrada sometida a carga distribuida



CALCULO ESTRUCTURAL

CALCULO DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL POR FLEXIÓN

$$d = 24 \text{ cm} \quad \wedge \quad b = 13 \text{ cm}$$

Acero Mínimo del Refuerzo Longitudinal:

$$A_{s-mim} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d$$

$$A_{s-mim} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Acero Máximo del Refuerzo Longitudinal:

$$A_{s-max} = 0.50 \left[\left(\frac{0.85\beta_1 * f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \right] * b_w * d$$

$$A_{s-max} = 3.32 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerido:

Cálculo de acero en tramo central (Acero inferior)

Momento último máximo positivo: $M_u = 558.98 \text{ kg-m}$

$$A_{s-req} = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f_c \cdot b}}$$

$$A_{s-req} = 0.63 \text{ cm}^2$$

$A_{s-req} < A_{s-min}$...Usar acero mínimo

$$A_{s-req} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Colocar: $A_{s(+)} = 1 \text{ } \varnothing 3/8'' + 1 \text{ } \varnothing 3/8'' = 1.43 \text{ cm}^2$...Falla ductil

Cálculo de acero en los apoyos (Acero superior)

Momento último máximo negativo: $M_u = 598.35 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f_c \cdot b}}$$

$$A_s = 0.68 \text{ cm}^2$$

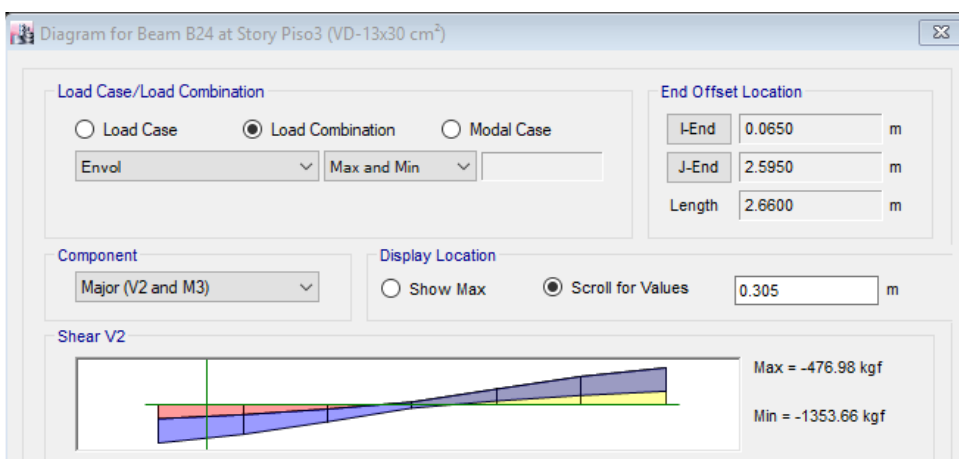
$A_{s-cal} < A_{s-min}$...Usar acero mínimo

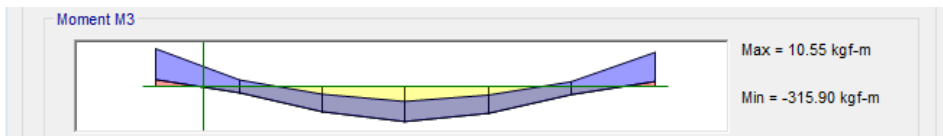
$$A_{s-req} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Colocar: $A_{s(-)} = 1 \text{ } \varnothing 3/8'' + 1 \text{ } \varnothing 3/8'' = 1.43 \text{ cm}^2$...Falla ductil

Cálculo de acero de refuerzo transversal por cortante

Cortante máximo de diseño:





$$V_{ud} = 1353.66 \text{ kg}$$

Resistencia al corte del concreto:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 2396.29 \text{ kg}$$

Cortante nominal:

$$V_n = \frac{V_{du}}{\phi}$$

$$V_n = 1592.54 \text{ kg}$$

Requisitos mínimos para el diseño por fuerza cortante en vigas:

1º) Si:

$$V_n = \left(\frac{V_{ud}}{\phi} \right) \leq \frac{V_c}{2}$$

$$1592.54 \text{ kg} > 1198.15 \text{ kg}$$

...Requiere acero transversal

2º) Si:

$$\frac{V_c}{2} < V_n = \left(\frac{V_{ud}}{\phi} \right) \leq V_c$$

$$1198.15 \text{ kg} < 1592.54 \text{ kg} < 2396.29 \text{ kg}$$

...Requiere acero transversal mínimo

$$s = \frac{2 \cdot A_v \cdot f_y}{3.5 \cdot b} \quad s \leq \begin{cases} d/2 \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 10 \text{ cm}$$

Requisitos para vigas con sistema resistente a fuerzas laterales de muros estructurales o dual Tipo I

$$s \leq \frac{d}{2}$$

$$s = 10 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento:

$$L_o \geq 2d$$

$$L_o = 50 \text{ cm}$$

Fuera de la zona de confinamiento:

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

$$s = 15 \text{ cm}$$

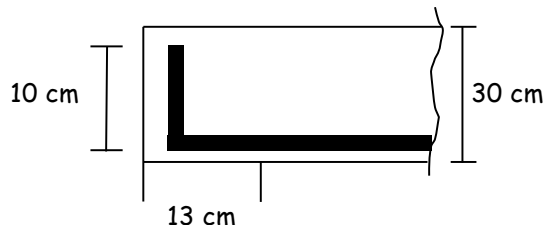
Colocar: $\varnothing 3/8''$ 1@5 cm 5@10 cm Rsto.@15 cm

Cálculo de acero de refuerzo de anclaje

Anclaje de refuerzo a tracción:

$$\text{Para: } \varnothing 3/8'' \quad l_a = \text{Máximo} \begin{cases} \frac{0.08A_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ 0.004d_b f_y \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

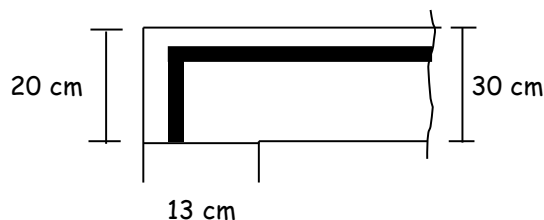
$$l_a = 20 \text{ cm}$$



Anclaje de refuerzo a compresión:

$$\text{Para: } \varnothing 3/8'' \quad l_a = \text{Máximo} \begin{cases} \frac{0.06A_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ 0.006d_b f_y \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_a = 30 \text{ cm}$$



1.1.1.20 Diseño de losas macizas

Para el diseño de losas macizas en dos direcciones, se siguen las recomendaciones del Método de Coeficientes de la NTE E.060 descritas en el artículo 13.7.

El diseño se realiza por flexión y cortante considerando las cargas de gravedad amplificadas indicada en la norma de $U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$. Se toman en cuenta las restricciones planteadas descritas a continuación:

Los paños de las losas deben estar apoyados en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o muros.

Los paños deben ser rectangulares con una relación entre luz mayor y luz menor no mayor de dos.

Las cargas para el cálculo deben ser de servicio y ser uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva no debe superar dos veces la carga muerta.

En aquellos paños que tienen una relación de lados mayor a menor superior a dos, se les considera para el diseño como losas armadas en una dirección. Se presenta a continuación la distribución de paños de la losa maciza para piso típico:

0.95	Ca		0.050		0.055	0.079	0.075		0.038	0.065
	Cb		0.041	0.072	0.045			0.067	0.056	0.029
0.90	Ca		0.055		0.060	0.080	0.079		0.043	0.068
	Cb		0.037	0.070	0.040			0.062	0.052	0.025
0.85	Ca		0.060		0.066	0.082	0.083		0.049	0.072
	Cb		0.031	0.065	0.034			0.057	0.046	0.021
0.80	Ca		0.065		0.071	0.083	0.086		0.055	0.075
	Cb		0.027	0.061	0.029			0.051	0.041	0.017
0.75	Ca		0.069		0.076	0.085	0.088		0.061	0.078
	Cb		0.022	0.056	0.024			0.044	0.036	0.014
0.70	Ca		0.074		0.081	0.086	0.091		0.068	0.081
	Cb		0.017	0.050	0.019			0.038	0.029	0.011
0.65	Ca		0.077		0.085	0.087	0.093		0.074	0.083
	Cb		0.014	0.043	0.150			0.031	0.024	0.008
0.60	Ca		0.081		0.089	0.088	0.095		0.080	0.085
	Cb		0.010	0.035	0.011			0.024	0.018	0.006
0.55	Ca		0.084		0.092	0.089	0.096		0.085	0.086
	Cb		0.007	0.028	0.008			0.019	0.014	0.005
0.50	Ca		0.086		0.094	0.090	0.097		0.089	0.088
	Cb		0.006	0.022	0.006			0.014	0.010	0.003

Fuente: Elaboración propia con parámetros indicados en la Norme Técnica E.060 Concreto Armado.

Tabla 42










Coefficientes para momentos positivos debidos a la carga muerta.

$$M_a \text{ neg} = C_a * w_u * A^2$$

w_u = carga amplificada total

$$M_b \text{ neg} = C_b * w_u * B^2$$

A B

Relación										
$m = A/B$		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	Ca	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
	Cb	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	Ca	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	Cb	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	Ca	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
	Cb	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.95	Ca	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	Cb	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	Ca	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
	Cb	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	Ca	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
	Cb	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80	Ca	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
	Cb	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75	Ca	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
	Cb	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70	Ca	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
	Cb	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	Ca	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
	Cb	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60	Ca	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
	Cb	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004

0.60	Ca	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
	Cb	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	Ca	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
	Cb	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50	Ca	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
	Cb	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.040	0.002

Fuente: Elaboración propia con parámetros indicados en la Norme Técnica E.060 Concreto Armado.

Tabla 43

Coefficientes para momentos positivos debidos a la carga viva.

$$M_a \text{ neg} = C_a * w_u * A^2$$

w_u = carga amplificada total

$$M_b \text{ neg} = C_b * w_u * B^2$$

A B

Relación m = A/B										
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	
1.00	Ca	0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
	Cb	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
0.95	Ca	0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
	Cb	0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.90	Ca	0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.04	0.035	0.036
	Cb	0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	Ca	0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
	Cb	0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.020
0.80	Ca	0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
	Cb	0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
0.75	Ca	0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
	Cb	0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.200	0.016	0.013
0.70	Ca	0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.060	0.063	0.054	0.050
	Cb	0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	Ca	0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.070	0.059	0.054
	Cb	0.013	0.010	0.014	0.011	0.009	0.010	0.014	0.011	0.009
0.60	Ca	0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
	Cb	0.010	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	Ca	0.088	0.062	0.080	0.072	0.063	0.073	0.085	0.070	0.063
	Cb	0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.50	Ca	0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
	Cb	0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

Fuente: Elaboración propia con parámetros indicados en la Norme Técnica E.060 Concreto Armado.

Momento negativos:

Dirección A:

Dirección B:

Coefficiente de carga: $C_a = 0.089$

Coefficiente de carga: $C_b = 0.011$

Momento flector: $M_a^- = C_a * w_u * A^2$

Momento flector: $M_b^- = C_b * w_u * B^2$

$$M_a^- = 862.99 \text{ kg.m}$$

$$M_b^- = 298.35 \text{ kg.m}$$

Momento positivos:

Debido a la carga muerta:

Momento positivos:**Debido a la carga muerta:**

Dirección A:

Coeficiente de carga: $C_a = 0.053$ Momento flector: $M_{aD}^+ = C_a * q_{uD} * A^2$
 $M_{aD}^+ = 365.48 \text{ kg.m}$

Dirección B:

Coeficiente de carga: $C_b = 0.007$ Momento flector: $M_{bD}^+ = C_b * q_{uD} * B^2$
 $M_{bD}^+ = 135.02 \text{ kg.m}$ **Debido a la carga viva:**

Dirección A:

Coeficiente de carga: $C_a = 0.066$ Momento flector: $M_{aL}^+ = C_a * q_{uL} * A^2$
 $M_{aL}^+ = 184.84 \text{ kg.m}$

Dirección B:

Coeficiente de carga: $C_b = 0.004$ Momento flector: $M_{bL}^+ = C_b * q_{uL} * B^2$
 $M_{bL}^+ = 31.33 \text{ kg.m}$ **CALCULO ESTRUCTURAL****DISEÑO POR FLEXIÓN**

Calculo de acero de refuerzo.

Profundidad efectiva: Dirección corta (A): $d = 10 \text{ cm}$ Dirección larga (B): $d = 9 \text{ cm}$ Separación máxima. $s_{max} = \min(3h, 40 \text{ cm}) \Rightarrow s_{max} = 30 \text{ cm}$ Área de acero mínimo: $A_{smin} = 0.0018 * b * h \Rightarrow A_{smin} = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$ Usar: Ø 3/8" @ 30 cm

Acero superior apoyos (-)

Dirección corta (A) $M_u = 862.99 \text{ kg.m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f_c \cdot b}}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar: Ø 3/8" @ 30 cm

Dirección larga (B) $M_u = 298.35 \text{ kg.m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_s = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar: Ø 3/8" @ 30 cm

Acero inferior (+)

Dirección corta (A): $M_u^+ = M_{aD}^+ + M_{aL}^+ \Rightarrow M_u^+ = 550.32 \text{ kg.m/m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_s = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar: Ø 3/8" @ 30 cm

Dirección larga (B): $M_u^+ = M_{bD}^+ + M_{bL}^+ \Rightarrow M_u^+ = 166.36 \text{ kg.m/m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_s = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar: Ø 3/8" @ 30 cm

DISEÑO POR CORTANTE

Fuerza cortante.

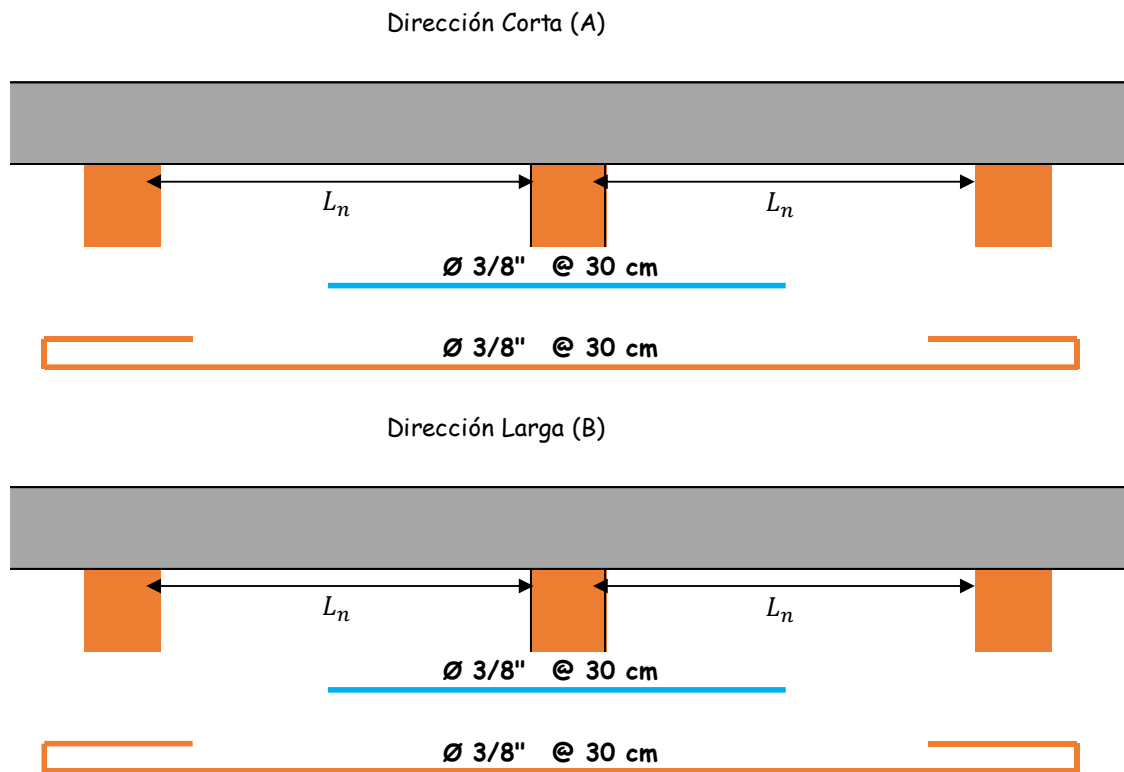
$$V_u = w_u * \left(\frac{A}{2} - d\right) * \left(1.0 - 0.5 \frac{A}{B}\right) \Rightarrow V_u = 1101.73 \text{ kg}$$

Resistencia a la fuerza cortante que aporta el concreto.

$$V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \Rightarrow V_c = 5875.53 \text{ kg}$$

Verificación: $\frac{V_u}{V_c} < 1 \Rightarrow \frac{V_u}{V_c} = 0.19 \dots \text{Perfecto}$

Distribución de acero:



Anclaje del refuerzo:

$$l_a = \max(d, 12db)$$

$$l_a = 11 \text{ cm}$$

1.1.1.20.2 Diseño de losa de apoyo del tanque.

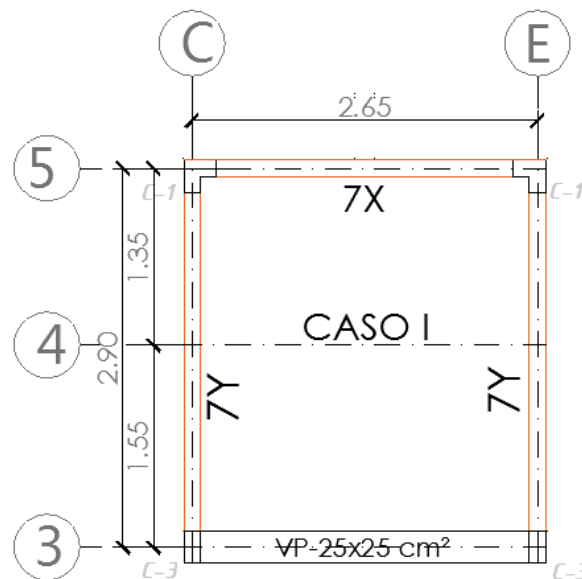


Figura 30: Planta de paño de losa maciza según caso (Fuente: Elaboración propia).

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Metrado de cargas:

Peso propio: 288 kg/m²
 Peso tanque: 650 kg/m²
 Sobre carga: 0.00 kg/m²

Carga permanente, D = 938 kg/m² ⇒ $w_{uD} = 1.4(D) = 1313.20 \text{ kg/m}^2$
 Carga variable, L = 0 kg/m² ⇒ $w_{uL} = 1.7(L) = 0.00 \text{ kg/m}^2$

Carga unitaria: $w_u = 1.4q_D + 1.7q_L \Rightarrow w_u = 1313.20 \text{ kg/m}^2$

Momentos:

Relación de longitud del paño: $\frac{A}{B} = 0.93$

CASO 1

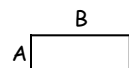
Tabla 44

Coefficientes para momentos negativos.

$M_a \text{ neg} = C_a * w_u * A^2$

$w_u =$ carga amplificada total

$M_b \text{ neg} = C_b * w_u * B^2$



Relación m = A/B									
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	C_a	0.046		0.050	0.076	0.071		0.033	0.061
	C_b	0.045	0.076	0.050			0.071	0.061	0.033
0.95	C_a	0.050		0.055	0.079	0.075		0.038	0.065
	C_b	0.041	0.072	0.045			0.067	0.056	0.029
0.90	C_a	0.055		0.060	0.080	0.079		0.043	0.068
	C_b	0.037	0.070	0.040			0.062	0.052	0.025
0.85	C_a	0.060		0.066	0.082	0.083		0.049	0.072
	C_b	0.031	0.065	0.034			0.057	0.046	0.021
0.80	C_a	0.065		0.071	0.083	0.086		0.055	0.075
	C_b	0.027	0.061	0.029			0.051	0.041	0.017
0.75	C_a	0.069		0.076	0.085	0.088		0.061	0.078
	C_b	0.022	0.056	0.024			0.044	0.036	0.014
0.70	C_a	0.074		0.081	0.086	0.091		0.068	0.081
	C_b	0.017	0.050	0.019			0.038	0.029	0.011
0.65	C_a	0.077		0.085	0.087	0.093		0.074	0.083
	C_b	0.014	0.043	0.150			0.031	0.024	0.008
0.60	C_a	0.081		0.089	0.088	0.095		0.080	0.085
	C_b	0.010	0.035	0.011			0.024	0.018	0.006
0.55	C_a	0.084		0.092	0.089	0.096		0.085	0.086
	C_b	0.007	0.028	0.008			0.019	0.014	0.005
0.50	C_a	0.086		0.094	0.090	0.097		0.089	0.088
	C_b	0.006	0.022	0.006			0.014	0.010	0.003

Fuente: Elaboración propia con parámetros indicados en la Norma Técnica E.060 Concreto Armado.

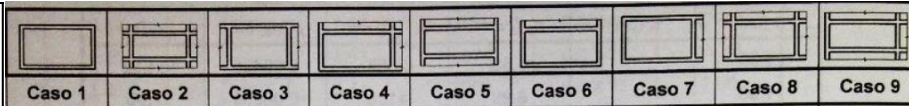
Tabla 45

Coefficientes para momentos positivos debidos a la carga muerta.

$$M_a \text{ neg} = C_a * w_u * A^2$$

w_u = carga amplificada total

$$M_b \text{ neg} = C_b * w_u * B^2$$

Relación										
m = A/B		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	C_a	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
	C_b	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	C_a	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	C_b	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	C_a	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
	C_b	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	C_a	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
	C_b	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80	C_a	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
	C_b	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75	C_a	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
	C_b	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70	C_a	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
	C_b	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	C_a	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
	C_b	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60	C_a	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
	C_b	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	C_a	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
	C_b	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50	C_a	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
	C_b	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

Fuente: Elaboración propia con parámetros indicados en la Norme Técnica E.060 Concreto Armado.

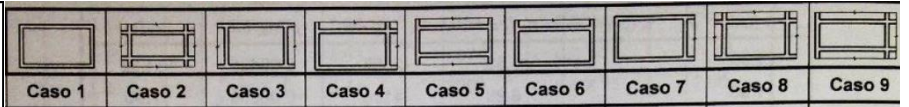
Tabla 46

Coefficientes para momentos positivos debidos a la carga viva.

$$M_a \text{ neg} = C_a * w_u * A^2$$

w_u = carga amplificada total

$$M_b \text{ neg} = C_b * w_u * B^2$$

Relación										
m = A/B		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	C_a	0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
	C_b	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
0.95	C_a	0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
	C_b	0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.90	C_a	0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.04	0.035	0.036
	C_b	0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	C_a	0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
	C_b	0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.020
0.80	C_a	0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
	C_b	0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017

0.75	Ca	0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
	Cb	0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.200	0.016	0.013
0.70	Ca	0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.060	0.063	0.054	0.050
	Cb	0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	Ca	0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.070	0.059	0.054
	Cb	0.013	0.010	0.014	0.011	0.009	0.010	0.014	0.011	0.009
0.60	Ca	0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
	Cb	0.010	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	Ca	0.088	0.062	0.080	0.072	0.063	0.073	0.085	0.070	0.063
	Cb	0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.50	Ca	0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
	Cb	0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

Fuente: Elaboración propia con parámetros indicados en la Norme Técnica E.060 Concreto Armado.

Momento negativos:

Dirección A: $M_a^- = 0.00 \text{ kg.m}$

Dirección B: $M_b^- = 0.00 \text{ kg.m}$

Momento positivos:

Debido a la carga muerta:

Dirección A:

Coefficiente de carga: $C_a = 0.042$

Momento flector: $M_{aD}^+ = C_a * q_{uD} * A^2$

$M_{aD}^+ = 350.34 \text{ kg.m}$

Interpolación

A/B	Ca
0.95	0.040
0.93	0.042
0.90	0.045

Dirección B:

Coefficiente de carga: $C_b = 0.031$

Momento flector: $M_{bD}^+ = C_b * q_{uD} * B^2$

$M_{bD}^+ = 302.7 \text{ kg.m}$

Interpolación

A/B	Cb
0.95	0.033
0.93	0.031
0.90	0.029

Debido a la carga viva:

Dirección A: $M_{aL}^+ = 0.00 \text{ kg.m}$

Dirección B: $M_{bL}^+ = 0.00 \text{ kg.m}$

CALCULO ESTRUCTURAL

DISEÑO POR FLEXIÓN

Profundidad efectiva:

Acero superior apoyos (-)

Dirección corta (A) $A_s = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

Dirección larga (B) $A_s = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

Acero inferior (+)

Dirección corta (A): $M_u^+ = M_{aD}^+ + M_{aL}^+ \Rightarrow M_u^+ = 350.34 \text{ kg.m/m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_s = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar: Ø 3/8" @ 30 cm

Dirección larga (B): $M_u^+ = M_{bD}^+ + M_{bL}^+ \Rightarrow M_u^+ = 302.74 \text{ kg.m/m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_s = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar: Ø 3/8" @ 30 cm

DISEÑO POR CORTANTE

Fuerza cortante.

$$V_u = w_u * \left(\frac{A}{2} - d\right) * \left(1.0 - 0.5 \frac{A}{B}\right) \Rightarrow V_u = 815.06 \text{ kg}$$

Resistencia a la fuerza cortante que aporta el concreto.

$$V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \Rightarrow V_c = 5875.53 \text{ kg}$$

Verificación: $\frac{V_u}{V_c} < 1 \Rightarrow \frac{V_u}{V_c} = 0.14 \dots \text{Perfecto}$

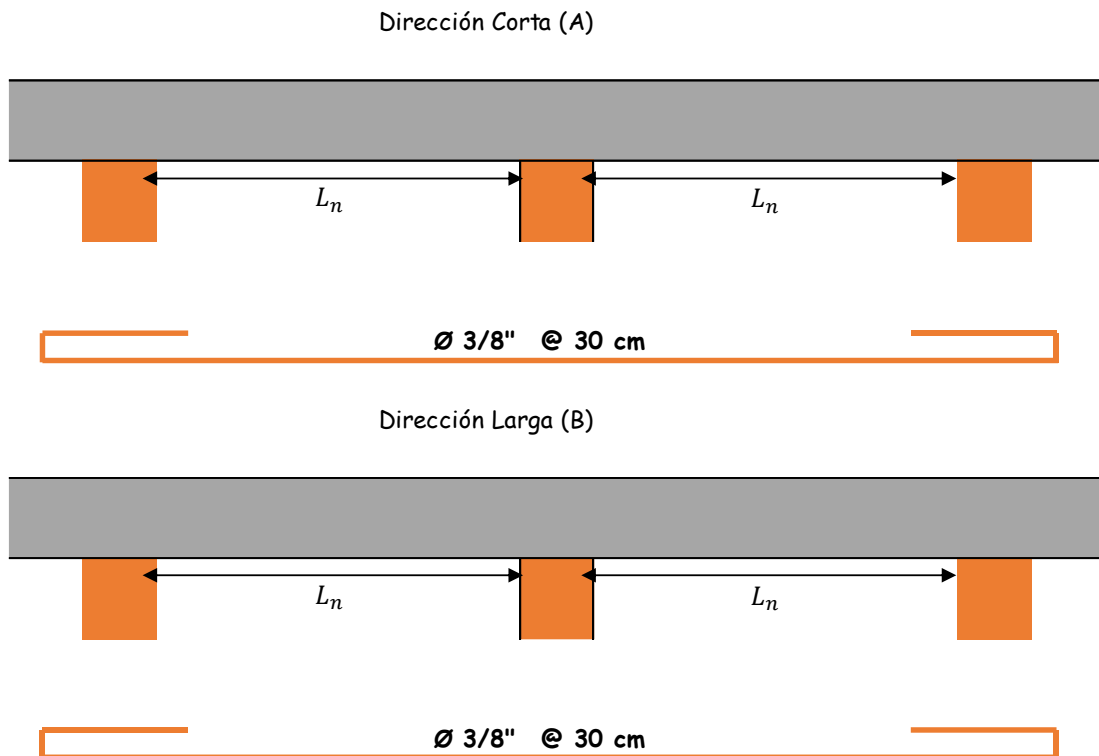
Distribución de acero:

Dirección corta (A): $d = 10 \text{ cm}$ Dirección larga (B): $d = 9 \text{ cm}$

Separación máxima. $s_{max} = \min(3h, 45 \text{ cm}) \Rightarrow s_{max} = 7 \text{ cm}$

Área de acero mínimo: $A_{smin} = 0.0018 * b * h \Rightarrow A_{smin} = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$

Usar: Ø 3/8" @ 30 cm



Anclaje del refuerzo:

$$l_a = \max(d, 12db)$$

$$l_a = 11 \text{ cm}$$

1.1.1.21 Subestructura de losa de cimentación de concreto armado

Para el diseño de la cimentación se realizó un análisis previo basado en la posibilidad de emplear cimientos corridos tanto para los muros de albañilería como para los de concreto armado.

Para dimensionar el ancho de la cimentación se utiliza la fórmula $B = P/Lq$, donde P es la carga de servicio (PD + PL) incrementada en un 10% que representa el peso de la cimentación en sí, y q es la capacidad portante neta del terreno que, como se indicó en las generalidades del proyecto, tiene un valor de 1.27 kg/cm².

De tal forma se presenta la Tabla 12.1 con los cálculos para piso típico y azotea para cada muro, la carga acumulada y la carga de servicio con el 10% incluido. Así mismo, se debe indicar que la base calculada debe ser mayor a 0.40 m por razones de constructibilidad:

Tabla 47

Dimensionamiento de cemento corrido.

Muro	L (m)	PD (kg)	PL (kg)	CS = PD+PL (kg)	P (kg)	B = P/(L*q) Cal.(m)	Real(m)
1X	1.24	9179.65	1568	10747.65	11822.411	0.78	0.80
2X	1.74	14397.78	2380	16777.78	18455.556	0.86	0.90
3X	2.69	20368.68	5649	26017.68	28619.446	0.86	0.90
4X	2.69	18057.96	4487	22544.96	24799.454	0.75	0.75
5X	2.69	18100.71	3430	21530.71	23683.786	0.72	0.75
6X	2.69	14914.15	3059	17973.15	19770.465	0.60	0.60
7X	2.78	19424.77	2380	21804.77	23985.25	0.70	0.75
8X	1.24	7743.82	1155	8898.82	9788.7046	0.64	0.65
9X	2.28	13773.66	1883	15656.66	17222.327	0.61	0.65
1Y	3.14	15305.81	1617	16922.81	18615.091	0.48	0.50
2Y	1.98	11210.55	1309	12519.55	13771.508	0.57	0.60
3Y	3.29	16575.91	1736	18311.91	20143.101	0.50	0.50
4Y	3.29	18776.33	3892	22668.33	24935.159	0.62	0.65
5Y	2.08	12763.15	2954	15717.15	17288.864	0.68	0.70
6Y	2.75	20407.90	4886	25293.90	27823.294	0.82	0.85
7Y	3.10	27906.01	2268	30174.01	33191.409	0.87	0.90
8y	3.29	19268.13	3430	22698.13	24967.939	0.62	0.65

Fuente: Elaboración propia.

Con las dimensiones calculadas se procede a dibujar los cimientos corridos como se muestra en la siguiente figura:

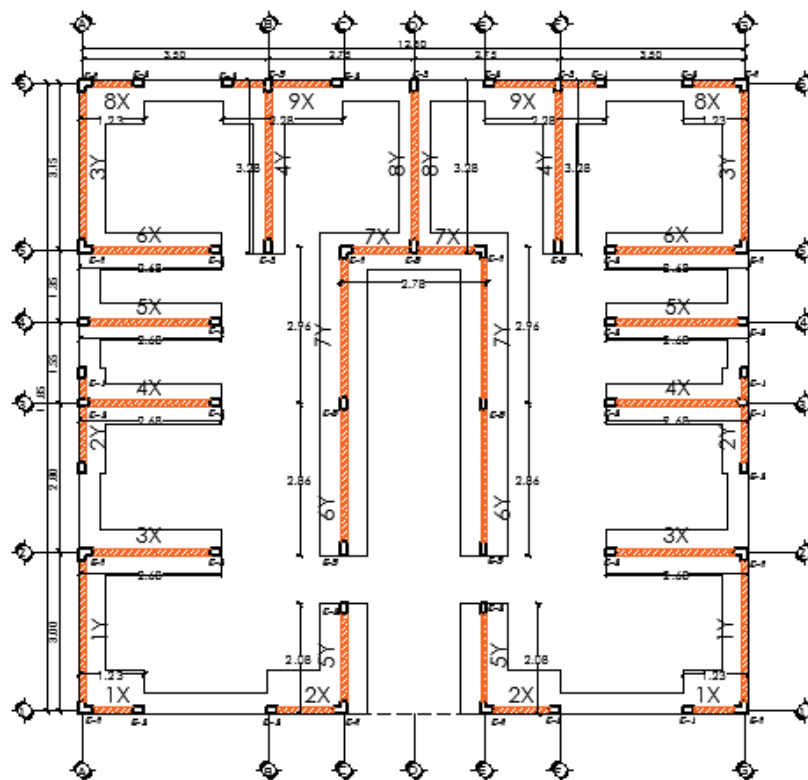


Figura 31: Cimentación con cemento corrido (Fuente: Elaboración propia).

Aislamos en el plano las secciones de los cimientos corridos obteniendo las siguientes tres vistas: en la primera de ellas se observa los cimientos superpuestos y en la segunda las cimentaciones sin superposiciones se observa la configuración final, teniendo en cuenta que, por constructibilidad, no puede haber excavaciones de zanjas menores a 0.40 m de ancho.

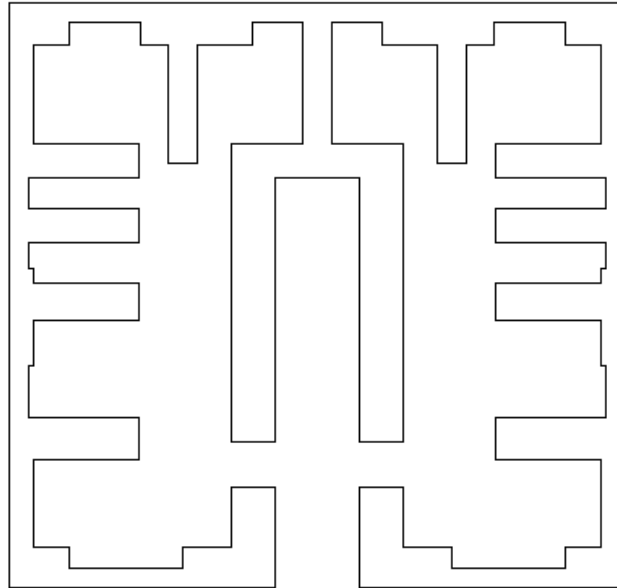


Figura 32: Configuración de cimiento corrido. Área = 51.11 m² (Fuente: Elaboración propia).

Cuando la superficie de cimentación mediante zapatas aisladas o corridas es superior al 50% de la superficie total (151.10 m²), se puede decidir emplear una losa de cimentación como segunda opción. Para el gráfico la cimentación ocupa el 38% de la respecto al total.

Teniendo en cuenta el porcentaje obtenido, ambas opciones se encuentran en posibilidades de ser elegidas. Sin embargo, se observa en la configuración final de la cimentación corrida que existe un grado de complejidad alto para el desarrollo de la excavación. En base al Artículo 4.3 de la NTE E.050, donde se indica que la profundidad mínima de cimentación para la primera opción es de 0.80 m y para la segunda es de 0.40 m como mínimo, la profundidad de cimentación representa una ventaja constructiva y un ahorro en el material excavado, por lo que finalmente se decidió optar por este último sistema.

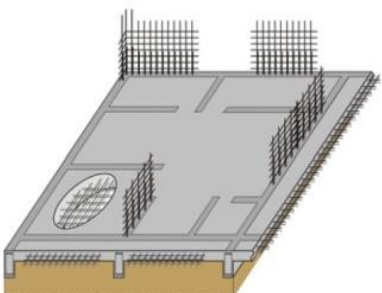
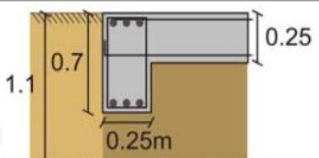

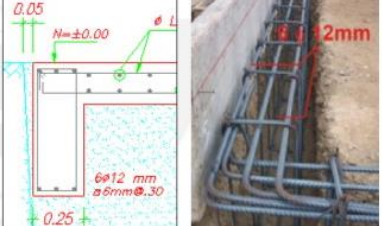
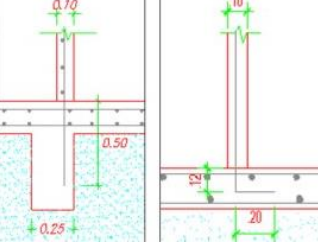
1.1.1.22 Losa de cimentación

Por indicación del asesor y basado en cálculos realizados, se trabajará con una capacidad portante de 0.83 kg/cm².

La losa de cimentación reparte el peso y las cargas del edificio sobre toda la superficie de apoyo, evitando así los asentamientos diferenciales. El espesor de la losa depende del

número de pisos: hasta 3 pisos se puede emplear 15 cm, hasta 5 pisos se acepta 20 cm, de 6 a 8 se acepta de 25 a 30 cm. Cuenta además con dientes para confinar el relleno de apoyo con dimensiones que varían desde 25 x 65 hasta 35 x 150 cm, ubicadas debajo de los muros de albañilería y placas de concreto armado. El refuerzo corresponde a dos mallas y bastones de acero ubicados en la capa inferior bajo los muros.

El siguiente gráfico extraído del artículo “Desempeño Sismorresistente de Edificios de Muros de Ductilidad Limitada” del Ing. Alejandro Muñoz, resume las características básicas de una losa de cimentación:

Tipo de Cimentación	Platea de Cimentación	
Relleno Compactado		
Espesor de Capas	15 a 20 cm.	
Compactación	Primeras capas - 95% del P.M. Ultima capa - 99% del P.M.	
Material de Relleno	Afirmado granulado carapongo compactado con rodillo.	
Profundidad	Entre 0.8 m a 1.5 m en el suelo típico de Lima.	
Dimensiones de Losa y Dientes de Cimentación		
Espesor de Losa	20 a 25 cm.	
Dientes Típicos	25 x 70 cm.	
Ubicación de Dientes	Perimetrales y debajo de los muros principales.	
Refuerzo de Losa		
Disposición	Dos mallas electrosoldadas.	
Cuantías de Mallas (Aprox.)	Superior: 2.83 cm ² /ml (8 mm @15 cm). Inferior: 1.39 cm ² /ml (8 mm @30 cm).	
Gancho de malla en Dientes perimetrales	No es muy común.	
Bastones inferiores (bajo muros)	Entre 2 y 2.5 cm ² /ml (8 mm @ 20 cm).	
Refuerzo de Dientes de Cimentación		
Refuerzo longitudinal	6 varillas de acero corrugado de 12 mm (3 superiores y 3 inferiores).	
Estribos	8 mm @ 25 o 30 cm.	
Espigas de Muros		
Longitud libre sobre la losa	Entre 30 y 50 cm.	
Anclajes rectos	50 cm.	
Anclajes con gancho de 90°	<ul style="list-style-type: none"> Tramo recto: 10 a 15 cm. Tramo a 90°: 20 cm. 	


<u>Tuberías</u>	Congestión en la zona de baños y en la zona de los tableros eléctricos.	
<u>Juntas de llenado</u>	Rugosas y sin forma establecida.	
<u>Recubrimientos de losa</u>	5 cm sobre la malla superior. 3 a 5 cm bajo la malla inferior.	

Figura 33: Requerimientos mínimos de sección y refuerzo de losas de cimentaciones en edificaciones de albañilería (Fuente: Muñoz Peláez, Juan Alejandro; Delgado Ehni, Raúl; Peña Rodríguez - Larrain. Desempeño Sismorresistente de Edificios de Muros de Ductilidad Limitada).

El cálculo es similar al de una losa común considerando que las cargas son esfuerzos y aplicando las cargas tanto axiales como uniformes provenientes de todo el edificio, en este caso, de los muros portantes de albañilería. Se realizó el mismo procedimiento en SAP2000 considerando las siguientes características:

Espesor de losa de cimentación 0.25 m

Diétes de confinamiento 0.25x0.60 m² (Ver detalles en planos)

A continuación, se describen los pasos desarrollados para el diseño:

Tabla 48

Coordenadas geométricas de los muros portantes y cargas actuantes.

Posición	Muro	xi (m)	yi (m)	D (kg)	L (kg)	Qi (kg)	Qi*xi (kg-m)	Qi*yi (kg-m)	Qui (kg)
	1X	0.62	0.07	9180	1568	10747.65	6663.54	698.60	15517.10
	2X	4.43	0.07	14398	2380	16777.78	74325.56	1090.56	24202.89
	3X	1.35	3.08	20369	5649	26017.68	35123.87	80134.45	38119.45
	4X	1.35	5.74	18058	4487	22544.96	30435.69	129408.06	32909.04
I	5X	1.35	7.42	18101	3430	21530.71	29066.46	159757.90	31172.00
z	6X	1.35	8.77	14914	3059	17973.15	24263.75	157624.53	26080.11
q	7X	6.32	8.77	9712	1190	10902.39	68903.08	95613.93	15620.34
u	8X	0.62	11.94	7744	1155	8898.82	5517.27	106251.94	12804.85
i	9X	3.85	11.94	13774	1883	15656.66	60278.14	186940.53	22484.23
e	1Y	0.07	1.57	15306	1617	16922.81	1099.98	26568.81	24177.03
r	2Y	0.07	5.52	11211	1309	12519.55	813.77	69107.93	17920.07
d	3Y	0.07	10.36	16576	1736	18311.91	1190.27	189711.39	26157.47
a	4Y	3.58	10.36	18776	3892	22668.33	81152.61	234843.86	32903.26
	5Y	5.00	1.11	12763	2954	15717.15	78585.74	17446.04	22890.21
	6Y	5.00	4.38	20408	4886	25293.90	126469.52	110787.30	36877.27
	7Y	5.00	7.29	27906	2268	30174.01	150870.04	219968.52	42924.01
	8y	6.33	10.36	9634	1715	11349.06	71839.57	117576.29	16403.19
<hr/>									
	1X	12.03	0.07	9180	1568	10747.65	129294.19	698.60	15517.10
	2X	8.22	0.07	14398	2380	16777.78	137913.34	1090.56	24202.89
	3X	11.30	3.08	20369	5649	26017.68	293999.77	80134.45	38119.45
	4X	11.30	5.74	18058	4487	22544.96	254758.03	129408.06	32909.04
	5X	11.30	7.42	18101	3430	21530.71	243297.07	159757.90	31172.00
D	6X	11.30	8.77	14914	3059	17973.15	203096.60	157624.53	26080.11
e	7X	6.32	8.77	9712	1190	10902.39	68903.08	95613.93	15620.34
r	8X	12.03	11.94	7744	1155	8898.82	107052.83	106251.94	12804.85
e	9X	8.80	11.94	13774	1883	15656.66	137778.62	186940.53	22484.23
c	1Y	12.59	1.57	15306	1617	16922.81	213058.18	26568.81	24177.03
h	2Y	12.59	5.52	11211	1309	12519.55	157621.17	69107.93	17920.07
a	3Y	12.59	10.36	16576	1736	18311.91	230546.95	189711.39	26157.47
	4Y	9.08	10.36	18776	3892	22668.33	205828.40	234843.86	32903.26
	5Y	7.65	1.11	12763	2954	15717.15	120236.19	17446.04	22890.21
	6Y	7.65	4.38	20408	4886	25293.90	193498.37	110787.30	36877.27
	7Y	7.65	7.29	27906	2268	30174.01	230831.16	219968.52	42924.01
	8y	6.33	10.36	9634	1715	11349.06	71839.57	117576.29	16403.19
<hr/>									
$\Sigma =$						608013.04	3846152.39	3807061.27	878325.05

IS DE SERVICIO SOBRE LA LOSA

$$Q_{serv} = \sum_{i=1}^n Q_i$$

$$Q_{serv} = 608013.04 \text{ kg}$$

CARGA ÚLTIMA ACTUANTE

$$Q_u = \sum_{i=1}^n Q_{ui}$$

$$Q_u = 878325.05 \text{ kg}$$

DISEÑO GEOTÉCNICO

$$B = 12.65 \text{ m}$$

$$L = 12.00 \text{ m}$$

CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA

$$\text{Ecucion de Meyerhof: } q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Factores de capacidad de carga:

Tabla 49

Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Fuente: Braja M. Das Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (2012).

Factores de forma:

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \quad F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi' \quad F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

$$F_{cs} = 1.52$$

$$F_{qs} = 1.47$$

$$F_{\gamma s} = 0.58$$

Factores de profundidad:

$$\text{Si: } \frac{D_f}{B} = 0.1 \quad \frac{D_f}{B} < 1 \quad \text{Para } \varphi' > 0$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \quad F_{qd} = 1 + 2 \tan \varphi' * (1 - \sin \varphi')^2 * \frac{D_f}{B}$$

$$F_{cd} = 1.04$$

$$F_{qd} = 1.03$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Factores de inclinación de la carga:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^o}{90^o}\right)^2 \quad F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^o}{\varphi'}\right)^2$$

$$F_{ci} = F_{qi} = 1$$

$$F_{\gamma i} = 1$$

$$q_u = 2.44 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad de carga admisible:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

$$q_{adm} = 0.8121 \text{ kg/cm}^2$$

Presión neta sobre losas de fundación:

$$q_{n-adm} = q_{adm} - \gamma * D_f$$

$$q_{n-adm} = 0.8118 \text{ kg/cm}^2$$

ÁNÁLISIS ESTRUCTURAL

PREMISAS

- . La losa se supone infinitamente rígida.
- . La presión del suelo se distribuye linealmente y coincide con la línea de acción de las cargas resultantes de los muros.
- . En el método rígido convencional el suelo es simplemente carga sobre la cimentación.
No se considera interacción suelo - fundación.

DETERMINACIÓN DE LA INERCIA DE LA LOSA

$$I_x = \frac{BL^3}{12}$$

$$I_x = 1821.60 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{LB^3}{12}$$

$$I_y = 2024.28 \text{ m}^4$$

1. Ubicar el centro de presiones de la resultante de las cargas y momentos de las columnas, en régimen de servicio. Esto se logra haciendo sumatoria de momento igual a cero respecto a la esquina inferior izquierda de la losa de cimentación.

$$x' = \frac{\sum Q_i * x_i}{Q_{total}}$$

$$x' = 6.33 \text{ m}$$

$$y' = \frac{\sum Q_i * y_i}{Q_{total}}$$

$$y' = 6.26 \text{ m}$$

2. Las excentricidades de las cargas e_x y e_y en las direcciones x e y , se determinan usando las coordenadas x' e y' .

$$e_x = x' - \frac{B}{2}$$

$$e_x = 0.00 \text{ m}$$

$$e_y = y' - \frac{L}{2}$$

$$e_y = 0.26 \text{ m}$$

3. Determinación de la presión actuante sobre el suelo

$$q_{serv} = \frac{Q_u}{A} \pm \frac{M_y * x}{I_y} \pm \frac{M_x * y}{I_x}$$

$$M_x = Q_u * e_y$$

$$M_y = Q_u * e_x$$

$$M_x = 229664.1 \text{ kg}$$

$$M_y = 678.84 \text{ kg}$$

$$q = 4005.36 \quad +- \quad 0.34x \quad +- \quad 126.08y$$

Tabla 50*Presiones actuantes en cada punto de estudio.*

Punto	x (m)	y (m)	Q/A (kg/m ²)	126.1y (kg/m ²)	q (kg/m ²)	qn (kg/m ²)	Check
1	-6.32	-5.99	4005.36	-755.21	3250.15	8118.19	q < qn ...O.K.
2	-3.79	-5.99	4005.36	-755.21	3250.15	8118.19	q < qn ...O.K.
3	0.00	-5.99	4005.36	-755.21	3250.15	8118.19	q < qn ...O.K.
4	3.79	-5.99	4005.36	-755.21	3250.15	8118.19	q < qn ...O.K.
5	6.32	-5.99	4005.36	-755.21	3250.15	8118.19	q < qn ...O.K.
6	-6.32	-4.43	4005.36	-558.53	3446.83	8118.19	q < qn ...O.K.
7	-3.79	-4.43	4005.36	-558.53	3446.83	8118.19	q < qn ...O.K.
8	0.00	-4.43	4005.36	-558.53	3446.83	8118.19	q < qn ...O.K.
9	3.79	-4.43	4005.36	-558.53	3446.83	8118.19	q < qn ...O.K.
10	6.32	-4.43	4005.36	-558.53	3446.83	8118.19	q < qn ...O.K.
11	-6.32	-1.53	4005.36	-192.90	3812.46	8118.19	q < qn ...O.K.
12	-3.79	-1.53	4005.36	-192.90	3812.46	8118.19	q < qn ...O.K.
13	0.00	-1.53	4005.36	-192.90	3812.46	8118.19	q < qn ...O.K.
14	3.79	-1.53	4005.36	-192.90	3812.46	8118.19	q < qn ...O.K.
15	6.32	-1.53	4005.36	-192.90	3812.46	8118.19	q < qn ...O.K.
16	-6.32	0.65	4005.36	81.95	4087.31	8118.19	q < qn ...O.K.
17	-3.79	0.65	4005.36	81.95	4087.31	8118.19	q < qn ...O.K.
18	0.00	0.65	4005.36	81.95	4087.31	8118.19	q < qn ...O.K.
19	3.79	0.65	4005.36	81.95	4087.31	8118.19	q < qn ...O.K.
20	6.32	0.65	4005.36	81.95	4087.31	8118.19	q < qn ...O.K.
21	-6.32	2.10	4005.36	264.76	4270.12	8118.19	q < qn ...O.K.
22	-3.79	2.10	4005.36	264.76	4270.12	8118.19	q < qn ...O.K.
23	0.00	2.10	4005.36	264.76	4270.12	8118.19	q < qn ...O.K.
24	3.79	2.10	4005.36	264.76	4270.12	8118.19	q < qn ...O.K.
25	6.32	2.10	4005.36	264.76	4270.12	8118.19	q < qn ...O.K.
26	-6.32	4.35	4005.36	548.44	4553.80	8118.19	q < qn ...O.K.
27	-4.50	4.35	4005.36	548.44	4553.80	8118.19	q < qn ...O.K.
28	-1.38	4.35	4005.36	548.44	4553.80	8118.19	q < qn ...O.K.
29	1.38	4.35	4005.36	548.44	4553.80	8118.19	q < qn ...O.K.
30	4.50	4.35	4005.36	548.44	4553.80	8118.19	q < qn ...O.K.
31	6.32	4.35	4005.36	548.44	4553.80	8118.19	q < qn ...O.K.
32	-6.32	5.99	4005.36	755.21	4760.56	8118.19	q < qn ...O.K.
33	-4.50	5.99	4005.36	755.21	4760.56	8118.19	q < qn ...O.K.
34	-1.38	5.99	4005.36	755.21	4760.56	8118.19	q < qn ...O.K.
35	1.38	5.99	4005.36	755.21	4760.56	8118.19	q < qn ...O.K.
36	4.50	5.99	4005.36	755.21	4760.56	8118.19	q < qn ...O.K.
37	6.32	5.99	4005.36	755.21	4760.56	8118.19	q < qn ...O.K.

Fuente: Elaboración propia.

Determinación de las presiones actuantes sobre cada franja de estudio.

4. Determinación de las presiones actuantes sobre cada franja de estudio

Dirección X-X:

Franja 21-26-25-31

$$B_1 = 2.25 \text{ m}$$

$$q_{prom1=2} = \frac{q_{21} + q_{26}}{2}$$

$$q_{prom1=2} = 4411.96 \text{ kg/m}^2$$

Reacción del suelo (Rs):

$$R_{21-26-25-31} = (q_{prom1=2=3}) * B * B_1$$

$$R_{21-26-25-31} = 125575.36 \text{ kg}$$

Carga total de las columnas de la franja (Q_{utf}):

Muro	Nº	Vec.	%L.	Inf	Qui (kg)	Qui-f (kg)
6X	2	1.00			26080.11	52160.22
7X	1	1.00			15620.34	15620.34
3Y	2	0.50			26157.47	26157.47
4Y	2	0.50			32903.26	32903.26
7y	2	0.25			42924.01	21462.01
8Y	1	0.50			16403.19	8201.59

$$Q_{utf} = 156504.89 \text{ kg}$$

Condición de corrección:

$$R_{26-31} = (q_{prom1=2=3}) * B * B_1 \neq \sum Q_{ui-f}$$

$$125575.36 \text{ kg} \neq 156504.89 \text{ kg}$$

...Se realiza corrección

Carga promedio:
$$C_{arga-prom} = \frac{q_{prom} * B * B_1 + \sum Q_{ui-parcial}}{2}$$

$$C_{arga-prom} = 141040.13 \text{ kg}$$

Factor de modificación de cargas de muros:

$$F = \frac{C_{arga-prom}}{\sum Q_{ui-parcial}}$$

$$F = 0.9$$

Carga promedio modificada:

$$q_{prom-mod} = q_{prom1=2} \frac{C_{arga-prom}}{q_{prom1=2} * B * B_1}$$

$$q_{prom-mod} = 4955.30 \text{ kg/m}^2$$

Franja 1-6-5-10

$$B_1 = 1.57 \text{ m}$$

$$q_{prom1=2} = \frac{q_1 + q_6}{2}$$

$$q_{prom1=2} = 3348.49 \text{ kg/m}^2$$

Reacción del suelo (Rs):

$$R_{1-6-5-10} = (q_{prom1=2}) * B * B_1$$

$$R_{1-6-5-10} = 66502.65 \text{ kg}$$

Carga total de las columnas de la franja (Qutf):

Muro	Nº	Vec.	%L.	Inf	Qui (kg)	Qui-f (kg)
1X	2	1.00			15517.10	31034.21
2X	2	1.00			24202.89	48405.78
1Y	2	0.50			24177.03	24177.03
5Y	2	0.75			22890.21	34335.31

$$Q_{utf} = 137952.34 \text{ kg}$$

Condición de corrección:

$$R_{1-6-5-10} = (q_{prom1=2=3}) * B * B_1 \neq \sum Q_{ui-f}$$

$$66502.65 \text{ kg} \quad \neq \quad 137952.34 \text{ kg}$$

...Se realiza corrección

$$\text{Carga promedio: } C_{arga-prom} = \frac{q_{prom} * B * B_1 + \sum Q_{ui-parcial}}{2}$$

$$C_{arga-prom} = 102227.49 \text{ kg}$$

Factor de modificación de cargas de muros:

$$F = \frac{C_{arga-prom}}{\sum Q_{ui-parcial}}$$

$$F = 0.74$$

Carga promedio modificada:

$$q_{prom-mod} = q_{prom1=2} \frac{C_{arga-prom}}{q_{prom1=2} * B * B_1}$$

$$q_{prom-mod} = 5147.28 \text{ kg/m}^2$$

Franja 26-32-31-37

$$q_{prom1=2} = \frac{q_{26} + q_{32}}{2}$$

$$B_1 = 1.64 \text{ m}$$

$$q_{prom1=2} = 4657.18 \text{ kg/m}^2$$

Reacción del suelo (Rs):

$$R_{26-32-31-37} = (q_{prom1=2}) * B * B_1$$

$$R_{26-32-31-37} = 96617.87 \text{ kg}$$

Carga total de las columnas de la franja (Qutf):

Muro	NºVec.	%L.Inf	Qui (kg)	Qui-f (kg)
8X	2	1.00	12804.85	25609.70
9X	2	1.00	22484.23	44968.45
3Y	2	0.50	26157.47	26157.47
4y	2	0.50	32903.26	32903.26
8Y	1	0.50	16403.19	8201.59

$$Q_{utf} = 137840.48 \text{ kg}$$

Condición de corrección:

$$R_{26-32-31-37} = (q_{prom1=2}) * B * B_1 \neq \sum Q_{ui-f}$$

$$96617.87 \text{ kg} \neq 137840.48 \text{ kg}$$

...Se realiza corrección

Carga promedio:
$$C_{arga-prom} = \frac{q_{prom} * B * B_1 + \sum Q_{ui-parcial}}{2}$$

$$C_{arga-prom} = 117229.17 \text{ kg}$$

Factor de modificación de cargas de muros:

$$F = \frac{C_{arga-prom}}{\sum Q_{ui-parcial}}$$

$$F = 0.85$$

Carga promedio modificada:

$$q_{prom-mod} = q_{prom1=2} \frac{C_{arga-prom}}{q_{prom1=2} * B * B_1}$$

$$q_{prom-mod} = 5650.69 \text{ kg/m}^2$$

Dirección Y-Y

Franja 2-3-22-23 = Franja 3-4-23-24

$$B_1 = 3.79 \text{ m}$$

$$q_{prom1=2} = \frac{q_{22} + q_{23}}{2}$$

$$q_{prom1=2} = 3760.13 \text{ kg/m}^2$$

Reacción del suelo (Rs):

$$R_{26-32-31-37} = (q_{prom1=2}) * B * B_1$$

$$R_{26-32-31-37} = 96617.87 \text{ kg}$$

Carga total de las columnas de la franja (Qutf):

Muro	N°Vec.	%L.Inf	Qui (kg)	Qui-f (kg)
8X	2	1.00	12804.85	25609.70
9X	2	1.00	22484.23	44968.45
3Y	2	0.50	26157.47	26157.47
4y	2	0.50	32903.26	32903.26
8Y	1	0.50	16403.19	8201.59

$$Q_{utf} = 137840.48 \text{ kg}$$

Condición de corrección:

$$R_{26-32-31-37} = (q_{prom1=2}) * B * B_1 \neq \sum Q_{ui-f}$$

$$96617.87 \text{ kg} \neq 137840.48 \text{ kg}$$

...Se realiza corrección

Carga promedio: $C_{arga-prom} = \frac{q_{prom} * B * B_1 + \sum Q_{ui-parcial}}{2}$

$$C_{arga-prom} = 117229.17 \text{ kg}$$

Factor de modificación de cargaas de muros:

$$F = \frac{C_{arga-prom}}{\sum Q_{ui-parcial}}$$

$$F = 0.85$$

Carga promedio modificada:

$$q_{prom-mod} = q_{prom1=2} \frac{C_{arga-prom}}{q_{prom1=2} * B * B_1}$$

$$q_{prom-mod} = 5650.69 \text{ kg/m}^2$$

Dirección Y-Y

Franja 2-3-22-23 = Franja 3-4-23-24

$$B_1 = 3.79 \text{ m}$$

$$q_{prom1=2} = \frac{q_{22} + q_{23}}{2}$$

$$q_{prom1=2} = 3760.13 \text{ kg/m}^2$$

Reacción del suelo (Rs):

$$R_{2-3-22-23} = (q_{prom1=2}) * L * B_1$$

$$R_{2-3-22-23} = 171010.89 \text{ kg}$$

Carga total de las columnas de la franja (Qutf):

Muro	%L.Inf.	Qui (kg)	Qui-f (kg)
2X	1.00	24202.89	24202.89
5Y	1.00	22890.21	22890.21
6Y	1.00	36877.27	36877.27
7Y	0.75	42924.01	32193.01

$$Q_{utf} = 116163.37 \text{ kg}$$

Condición de corrección:

$$R_{2-3-22-23} = (q_{prom1=2=3}) * B * B_1 \neq \sum Q_{ui-f}$$

$$171010.89 \text{ kg} \neq 116163.37 \text{ kg}$$

...Se realiza corrección

$$C_{arga-prom} = \frac{q_{prom} * B * B_1 + \sum Q_{ui-parcial}}{2}$$

$$C_{arga-prom} = 143587.13 \text{ kg}$$

Factor de modificación de cargaas de muros:

$$F = \frac{C_{arga-prom}}{\sum Q_{ui-parcial}}$$

$$F = 1.24$$

Carga promedio modificada:

$$q_{prom-mod} = q_{prom1=2} \frac{C_{arga-prom}}{q_{prom1=2} * B * B_1}$$

$$q_{prom-mod} = 3157.15 \text{ kg/m}^2$$

Franja 1-2-21-22 = Franja 4-5-24-25

$$B_1 = 2.53 \text{ m}$$

$$q_{prom1=2} = \frac{q_{22} + q_{23}}{2}$$

$$q_{prom1=2} = 3760.13 \text{ kg/m}^2$$

Reacción del suelo (Rs):

$$R_{1-2-21-22} = (q_{prom1=2}) * L * B_1$$

$$R_{1-2-21-22} = 114157.66 \text{ kg}$$

Reacción del suelo (Rs):

$$R_{2-3-22-23} = (q_{prom1=2}) * L * B_1$$

$$R_{2-3-22-23} = 171010.89 \text{ kg}$$

Carga total de las columnas de la franja (Qutf):

Muro	%L.Inf.	Qui (kg)	Qui-f (kg)
2X	1.00	24202.89	24202.89
5Y	1.00	22890.21	22890.21
6Y	1.00	36877.27	36877.27
7Y	0.75	42924.01	32193.01

$$Q_{utf} = 116163.37 \text{ kg}$$

Condición de corrección:

$$R_{2-3-22-23} = (q_{prom1=2=3}) * B * B_1 \neq \sum Q_{ui-f}$$

$$171010.89 \text{ kg} \neq 116163.37 \text{ kg}$$

...Se realiza corrección

$$C_{arga-prom} = \frac{q_{prom} * B * B_1 + \sum Q_{ui-parcial}}{2}$$

$$C_{arga-prom} = 143587.13 \text{ kg}$$

Factor de modificación de cargaas de muros:

$$F = \frac{C_{arga-prom}}{\sum Q_{ui-parcial}}$$

$$F = 1.24$$

Carga promedio modificada:

$$q_{prom-mod} = q_{prom1=2} \frac{C_{arga-prom}}{q_{prom1=2} * B * B_1}$$

$$q_{prom-mod} = 3157.15 \text{ kg/m}^2$$

Franja 1-2-21-22 = Franja 4-5-24-25

$$B_1 = 2.53 \text{ m}$$

$$q_{prom1=2} = \frac{q_{22} + q_{23}}{2}$$

$$q_{prom1=2} = 3760.13 \text{ kg/m}^2$$

Reacción del suelo (Rs):

$$R_{1-2-21-22} = (q_{prom1=2}) * L * B_1$$

$$R_{1-2-21-22} = 114157.66 \text{ kg}$$

Cargas en muros modificadas:

Muro	L (m)	%L.In f.	F	Qui (kg)	FQui (kg)	FQui (kg/m)
6X	2.69	1.00	0.9	26080.11	0.00	8737.19
7X	2.78	1.00	0.9	15620.34	0.00	5063.61
3Y	3.29	0.50	0.9	26157.47	11786.38	0.00
4Y	3.29	0.50	0.9	32903.26	14825.99	0.00
7y	3.1	0.25	0.9	42924.01	9670.64	0.00
8Y	3.29	0.50	0.9	16403.19	7391.17	0.00

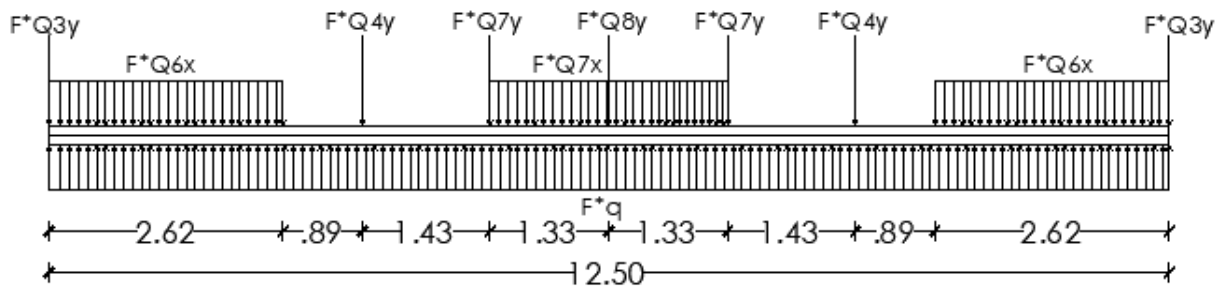


Diagrama de cuerpo libre

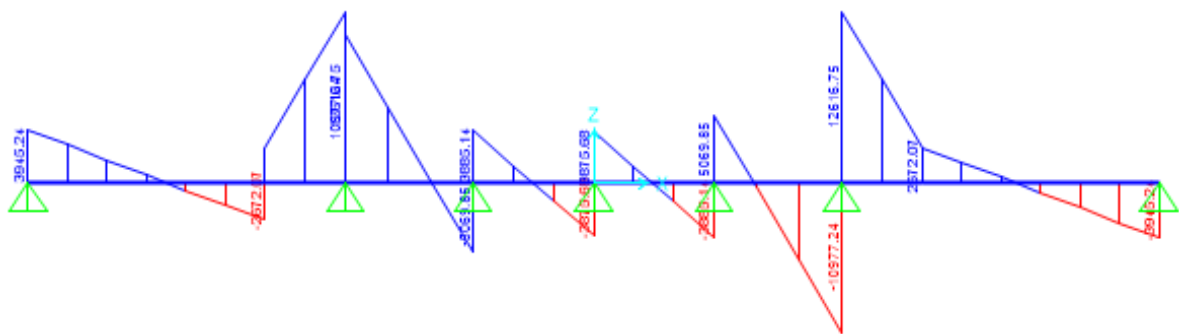


Diagrama de fuerza cortante, V (kg)

Fuerza cortante último: $V_u = 12616.75 \text{ kg}$

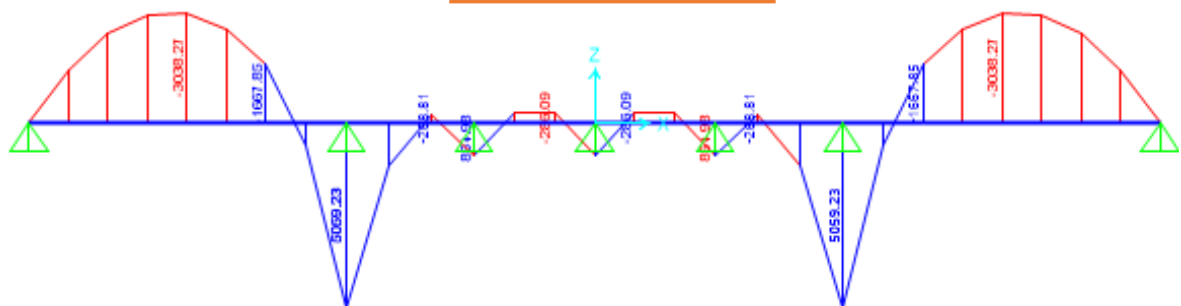


Diagrama de momento flector, M (kg-m)

Momento máximo (+): $M_u = 5059.23 \text{ kg-m}$

Momento máximo (-): $M_u = 3038.27 \text{ kg-m}$

Franja 1-6-5-10

B = 12.65 m

B₁ = 1.57 m

$$q_{prom-mod} = 5147.28 \text{ kg/m}^2$$

$$q = B_1 * q_{prom-mod}$$

$$q = 8081.22 \text{ kg/m}$$

Cargas en muros modificadas:

Muro	L (m)	%L.In f.	F	Qui (kg)	FQui (kg)	FQui (kg/m)
1X	1.24	1.00	0.74	15517.10	0.00	11498.72
2X	1.74	1.00	0.74	24202.89	0.00	17935.19
1Y	3.14	0.50	0.74	24177.03	8958.01	0.00
5Y	2.08	0.75	0.74	22890.21	12721.83	0.00

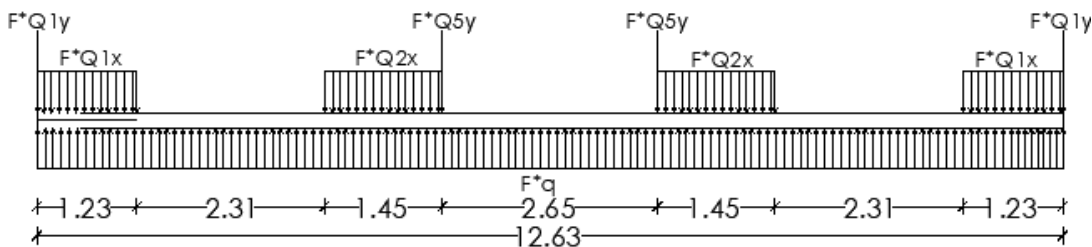


Diagrama de cuerpo libre

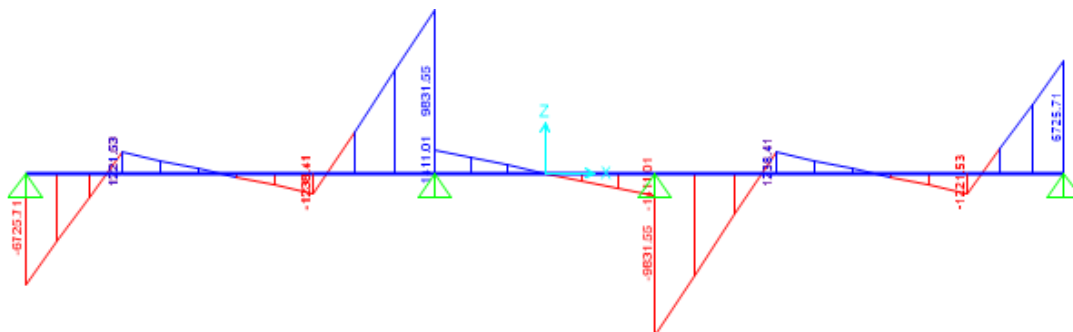


Diagrama de fuerza cortante, V (kg)

Fuerza cortante último: $V_u = 9831.55 \text{ kg}$

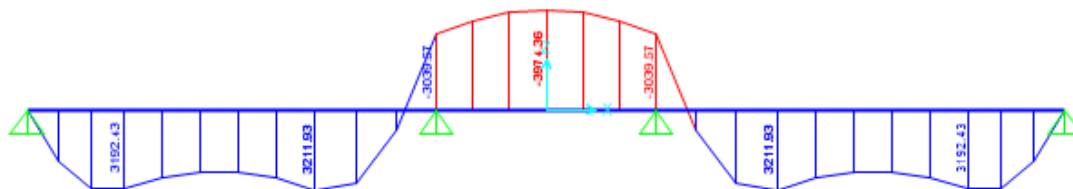


Diagrama de momento flector, M (kg-m)

Momento máximo (+): $M_u = 3211.93 \text{ kg-m}$

Momento máximo (-): $M_u = 3974.36 \text{ kg-m}$

Franja 26-32-31-37

B = 12.65 m

B₁ = 1.64 m

$$q_{prom-mod} = 5650.69 \text{ kg/m}^2$$

$$q = B_1 * q_{prom-mod}$$

$$q = 9267.13 \text{ kg/m}$$

Cargas en muros modificadas:

Muro	L (m)	%L.In f.	F	Qui (kg)	FQui (kg)	FQui (kg/m)
8X	1.24	1.00	0.85	12804.85	0.00	8782.37
9X	2.28	1.00	0.85	22484.23	0.00	8386.91
3Y	3.29	0.50	0.85	26157.47	11123.07	0.00
4y	3.29	0.50	0.85	32903.26	13991.61	0.00
8Y	3.29	0.50	0.85	16403.19	6975.21	0.00

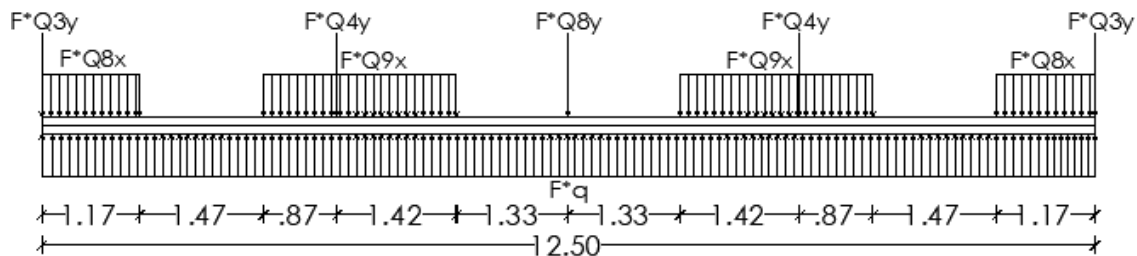
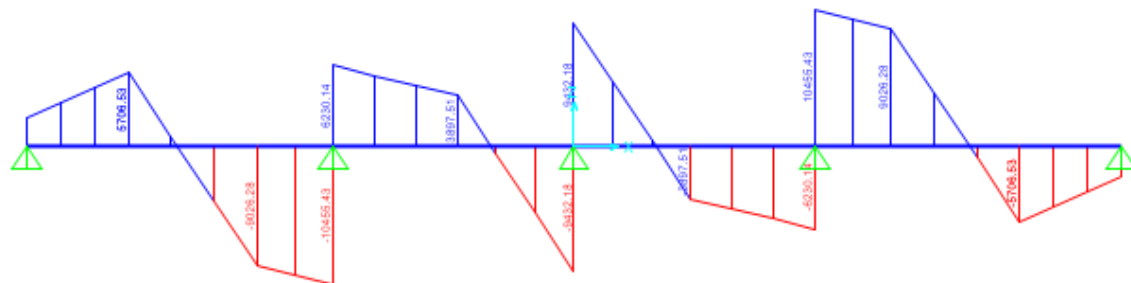


Diagrama de cuerpo libre



Fuerza cortante último: $V_u = 10455.43 \text{ kg}$

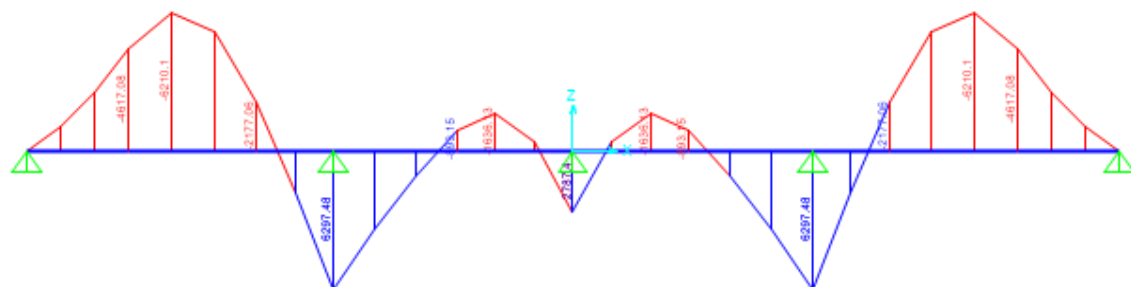


Diagrama de momento flector, M (kg-m)

Momento máximo (+): $M_u = 6297.48 \text{ kg-m}$

Momento máximo (-): $M_u = 6210.10 \text{ kg-m}$

Dirección Y-Y:

Franja 2-3-22-23 = Franja 3-4-23-24 $B = 12.00 \text{ m}$ $B_1 = 3.79 \text{ m}$

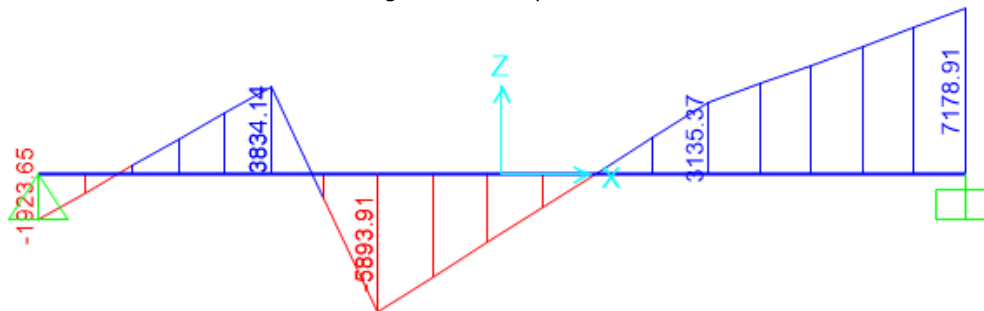
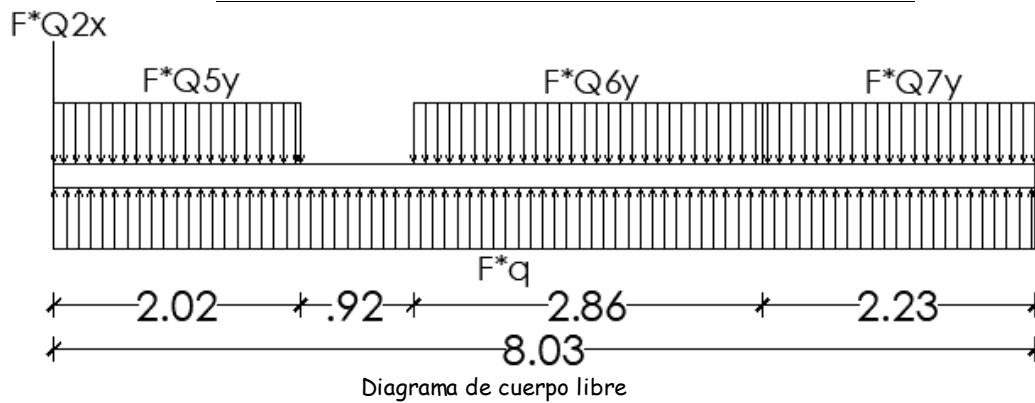
$$q_{prom-mod} = 3157.15 \text{ kg/m}^2$$

$$q = B_1 * q_{prom-mod}$$

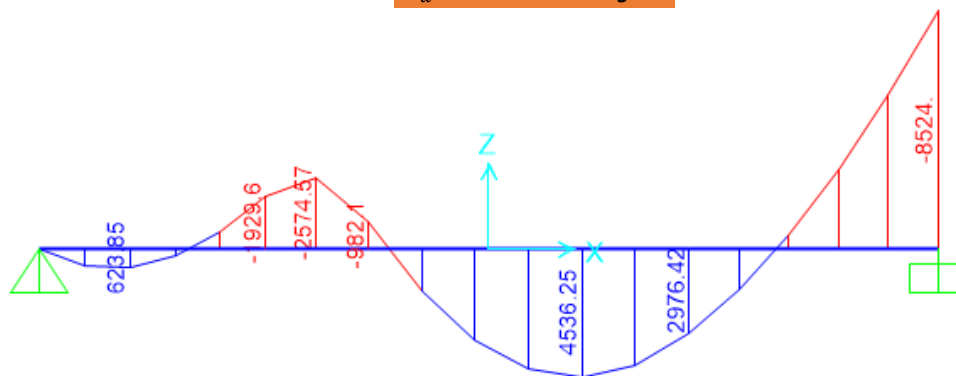
$$q = 11965.59 \text{ kg/m}$$

Cargas en muros modificadas:

Muro	L (m)	%L.In f.	F	Qui (kg)	FQui (kg)	FQui (kg/m)
2X	1.74	1.00	1.24	24202.89	29916.69	0.00
5Y	2.08	1.00	1.24	22890.21	0.00	13602.94
6Y	2.75	1.00	1.24	36877.27	0.00	16575.72
7Y	3.1	0.75	1.24	42924.01	0.00	12836.49



Fuerza cortante último: $V_u = 7028.09 \text{ kg}$



Momento máximo (+): $M_u = 4536.25 \text{ kg-m}$

Momento máximo (-): $M_u = 8524.00 \text{ kg-m}$

Franja 1-2-21-22 = Franja 4-5-24- B = 12.00 m B₁ = 2.53 m

$$q_{prom-mod} = 4411.07 \text{ kg/m}^2$$

$$q = B_1 * q_{prom-mod}$$

$$q = 11160.01 \text{ kg/m}$$

Cargas en muros modificadas:

Muro	L (m)	%L.In f.	F	Qui (kg)	FQui (kg)	FQui (kg/m)
1X	1.24	1.00	0.87	15517.10	13521.71	0.00
3X	2.69	0.94	0.87	38119.45	31224.50	0.00
4X	2.69	0.94	0.87	32909.04	26956.54	0.00
5X	2.69	0.94	0.87	31172.00	25533.69	0.00
1Y	3.14	1.00	0.87	24177.03	0.00	6709.57
2Y	1.98	1.00	0.87	17920.07	0.00	7886.71

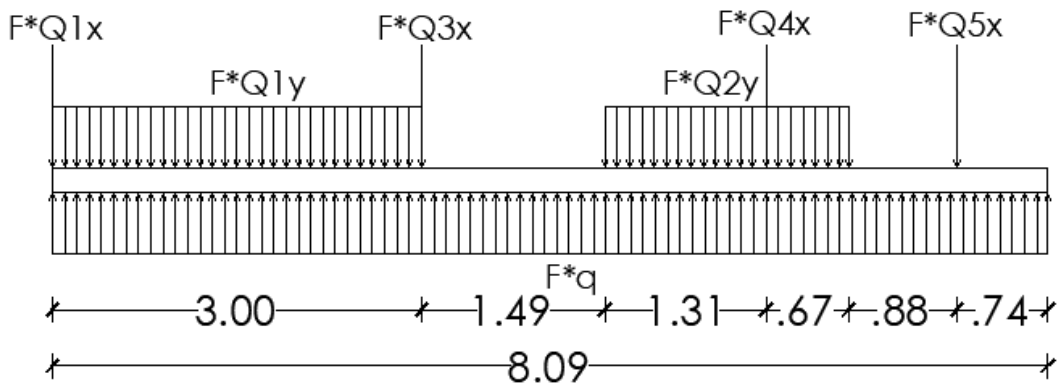


Diagrama de cuerpo libre

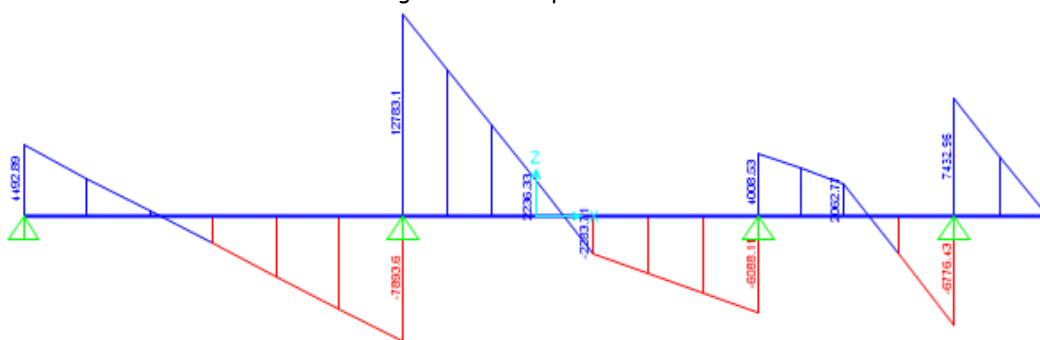


Diagrama de fuerza cortante, V (kg)

Fuerza cortante último: $V_u = 12783.10 \text{ kg}$

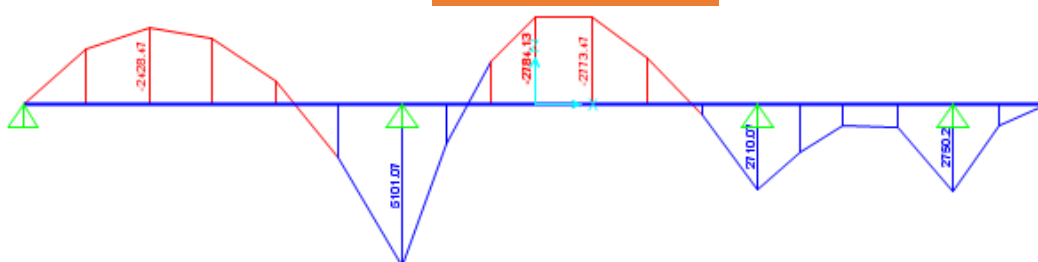


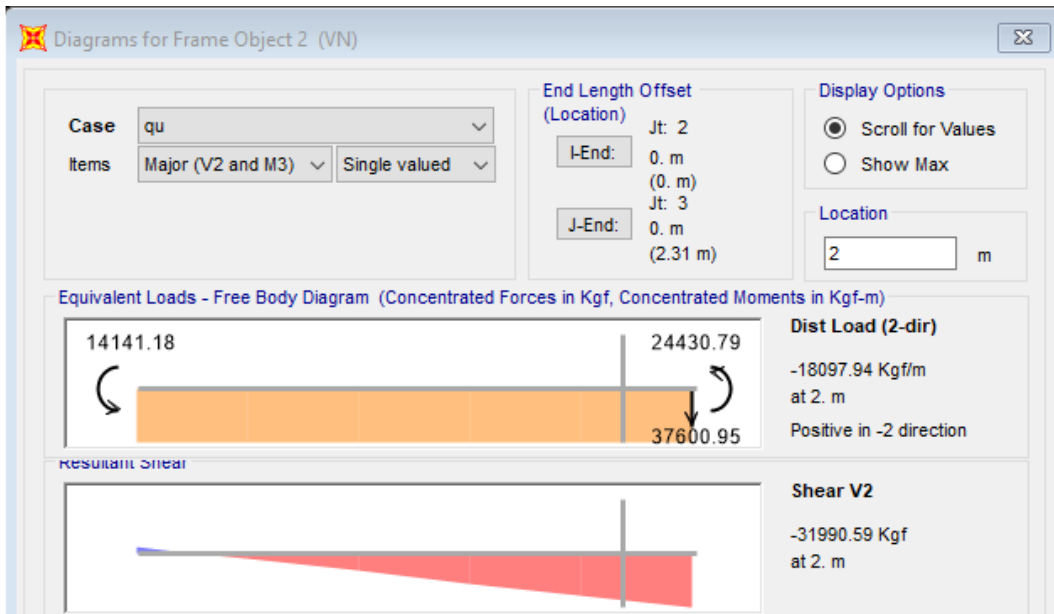
Diagrama de momento flector, M (kg-m)

Momento máximo (+): $M_u = 5101.07 \text{ kg-m}$

Momento máximo (-): $M_u = 2784.13 \text{ kg-m}$

CHEQUEO POR CORTEEspesor de losa, $e = 20$ cm

Dirección X-X:

 $B_1 = 253$ cm $d = 10$ cmCortante actuante máximo: $V_u = 12783.10$ kgCortante actuante diseño: $V_d = 12783.10$ kgEsfuerzo cortante actuante: $v_u = \frac{V_u}{B_1 * d} = 5.1$ Kg/cm²Esfuerzo cortante resistente: $\phi v_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} = 6.5$ Kg/cm²Condición de diseño: $\phi v_c \geq v_u$ $\phi v_c > \phi v_u$...O.K. **$h = 20$ cm****CHEQUEO DEL CORTE POR PUNZONAMIENTO**

Dada la geometría del elemento el diseño por punzonamiento es innecesario, ya que el caso crítico es la falla por corte en una dirección. En el diseño de vigas de fundación, pa el cálculo del canto "d" solamente se hará la verificación a corte por flexión, el corte a punzonamiento es contrarrestado por la viga.

DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO REQUERIDO PARA LAS CONDICIONES DE CARGA ÚLTIMA $d = 20$ cm $b = 100$ cmArea de acero mínimo: $A_{s-min} = 0.0018 * b * h$ $s \leq 30$ cm $A_{s-min} = 3.60$ cm²/mColocar: **$\phi 3/8$ " @ 20 cm**

Dirección X-X:

Franja 21-26-25-31

$$B_1 = 2.25 \text{ m}$$

Cálculo de acero en tramo central (Acero superior)

$$M_u = 3038 \text{ kg-m} \Rightarrow \frac{M_u}{B_1} = 1350.34 \text{ kg-m/m}$$

Momento último máximo:

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f_c \cdot b}}$$

$$A_s = 1.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As-cal < As-min ...Usar acero mínimo

Colocar: **Ø3/8" @ 20 cm**

Cálculo de acero en los apoyos (Acero inferior)

$$\text{Momento último máximo: } M_u = 5059 \text{ kg-m} \Rightarrow \frac{M_u}{B_1} = 2248.55 \text{ kg-m/m}$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f_c \cdot b}}$$

$$A_s = 3.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As-cal > As-min ...O.K.

Colocar: **Ø3/8" @ 20 cm**

Franja 1-6-5-10

$$B_1 = 1.57 \text{ m}$$

Cálculo de acero en tramo central (Acero superior)

$$\text{Momento último máximo: } M_u = 3974.36 \text{ kg-m} \Rightarrow \frac{M_u}{B_1} = 2531.44 \text{ kg-m/m}$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f_c \cdot b}}$$

$$A_s = 3.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As-cal > As-min ...O.K.

Colocar: **Ø3/8" @ 20 cm**

Cálculo de acero en los apoyos (Acero inferior)

Momento último máximo: $M_u = 3212 \text{ kg-m} \Rightarrow \frac{M_u}{B_1} = 2045.82 \text{ kg-m/m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_s = 2.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As-cal < As-min ...Usar acero mínimo

Colocar: **Ø3/8" @ 20 cm**

Franja 26-32-31-37

$$B_1 = 1.64 \text{ m}$$

Cálculo de acero en tramo central (Acero superior)

Momento último máximo: $M_u = 6210.10 \text{ kg-m} \Rightarrow \frac{M_u}{B_1} = 3786.65 \text{ kg-m/m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_s = 5.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As-cal < As-min ...Usar acero mínimo

Colocar: **Ø1/2" @ 25 cm**

Cálculo de acero en los apoyos (Acero inferior)

Momento último máximo: $M_u = 6297 \text{ kg-m} \Rightarrow \frac{M_u}{B_1} = 3839.93 \text{ kg-m/m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_s = 5.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As-cal > As-min ...O.K.

Colocar: **Ø1/2" @ 25 cm**

Dirección Y-Y:

Franja 2-3-22-23 = Franja 3-4-23-24

$$B_1 = 3.79 \text{ m}$$

Cálculo de acero en tramo central (Acero superior)

$$M_u = 8524.00 \text{ kg-m} \Rightarrow \frac{M_u}{B_1} = 2249.08 \text{ kg-m/m}$$

Momento último máximo:

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{M_u}{\phi 0.85 f_c b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c b}}$$

$$A_s = 3.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As-cal > As-min ...O.K.

Colocar: $\varnothing 3/8" @ 20 \text{ cm}$

Cálculo de acero en los apoyos (Acero inferior)

$$\text{Momento último máximo: } M_u = 4536 \text{ kg-m} \Rightarrow \frac{M_u}{B_1} = 1196.90 \text{ kg-m/m}$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{M_u}{\phi 0.85 f_c b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c b}}$$

$$A_s = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As-cal > As-min ...O.K.

Colocar: $\varnothing 3/8" @ 20 \text{ cm}$

Franja 1-2-21-22 = Franja 4-5-24-25

$$B_1 = 2.53 \text{ m}$$

Cálculo de acero en tramo central (Acero superior)

$$M_u = 2784.13 \text{ kg-m} \Rightarrow \frac{M_u}{B_1} = 1100.45 \text{ kg-m/m}$$

Momento último máximo:

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{M_u}{\phi 0.85 f_c b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c b}}$$

$$A_s = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As-cal < As-min ...Usar acero mínimo

Colocar: $\varnothing 3/8" @ 20 \text{ cm}$

Cálculo de acero en los apoyos (Acero inferior)

Momento último máximo: $M_u = 5101 \text{ kg-m} \Rightarrow \frac{M_u}{B_1} = 2016.23 \text{ kg-m/m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f_c \cdot b}}$$

$$A_s = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_s\text{-cal} > A_s\text{-min} \dots \text{O.K.}$

Colocar: $\varnothing 3/8" @ 20 \text{ cm}$

1.1.1.22.1 Dientes de confinamiento o vigas de cimentación.

Predimensionamiento.

Profundidad; h:

$$h = l_d + d_{bc} + d_{br} + d_{be} + r$$

Por longitud de alclaje a comprensión:

$$l_d = \begin{cases} \frac{0.08 f_y * d_b}{\sqrt{f'_c}} \\ 0.004 d_b * f_y \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow l_d = 22.03 \text{ cm} \quad h = 0.60 \text{ m}$$

$$b = \frac{h}{2-3} \geq 0.25 \text{ m} \quad b = 0.25 \text{ m}$$

Ancho, b :

Análisis estructural.

Dirección X-X:

$$B = 12.63 \text{ m}$$

Análisis estructural.

Dirección X-X:

$$B = 12.65 \text{ m}$$

Muros interiores:

$$B_1 = 0.25 \text{ m}$$

$$q_{prom1=2} = \frac{q_{21} + q_{26}}{2}$$

$$q_{prom1=2} = 4411.96 \text{ kg/m}^2$$

Reacción del suelo (Rs):

$$R_{21-26-25-31} = (q_{prom1=2=3}) * B * B_1$$

$$R_{21-26-25-31} = 13952.82 \text{ kg}$$

Carga total de las columnas de la franja (Q_{utf}):

Muro	Nº	Vec.	%L.	Inf	Qui (kg)	Qui-f (kg)
6X	2	1.00			26080.11	52160.22
7X	1	1.00			15620.34	15620.34
3Y	2	0.50			26157.47	26157.47
4Y	2	0.50			32903.26	32903.26
7y	2	0.25			42924.01	21462.01
8Y	1	0.50			16403.19	8201.59

$$Q_{utf} = 156504.89 \text{ kg}$$

Condición de corrección:

$$R_{26-31-} = (q_{prom1=2=3}) * B * B_1 \neq \sum Q_{ui-f}$$

$$13952.82 \text{ kg} \quad \neq \quad 156504.89 \text{ kg}$$

...Se realiza corrección

Carga promedio: $C_{arga-prom} = \frac{q_{prom} * B * B_1 + \sum Q_{ui-parcial}}{2}$

$$C_{arga-prom} = 85228.86 \text{ kg}$$

Factor de modificación de cargas de muros:

$$F = \frac{C_{arga-prom}}{\sum Q_{ui-parcial}}$$

$$F = 0.54$$

Carga promedio modificada:

$$q_{prom-mod} = q_{prom1=2} \frac{C_{arga-prom}}{q_{prom1=2} * B * B_1}$$

$$q_{prom-mod} = 26949.84 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{prom-mod} = 26949.84 \text{ kg/m}^2$$

$$q = B_1 * q_{prom-mod}$$

$$q = 6737.46 \text{ kg/m}$$

Cargas modificadas en muros:

Muro	L (m)	%L.In f.	F	Qui (kg)	FQui (kg)	FQui (kg/m)
6X	2.69	1.00	0.54	26080.11	0.00	5279.78
7X	2.78	1.00	0.54	15620.34	0.00	3059.88
3Y	3.29	0.50	0.54	26157.47	7122.37	0.00
4Y	3.29	0.50	0.54	32903.26	8959.17	0.00
7y	3.1	0.25	0.54	42924.01	5843.85	0.00
8Y	3.29	0.50	0.54	16403.19	4466.39	0.00

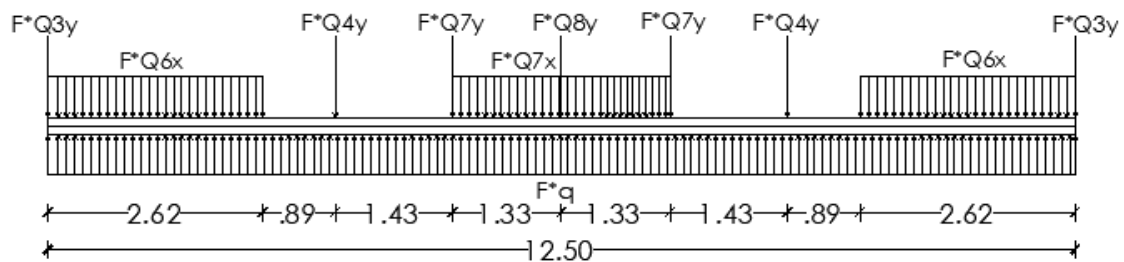


Diagrama de cuerpo libre

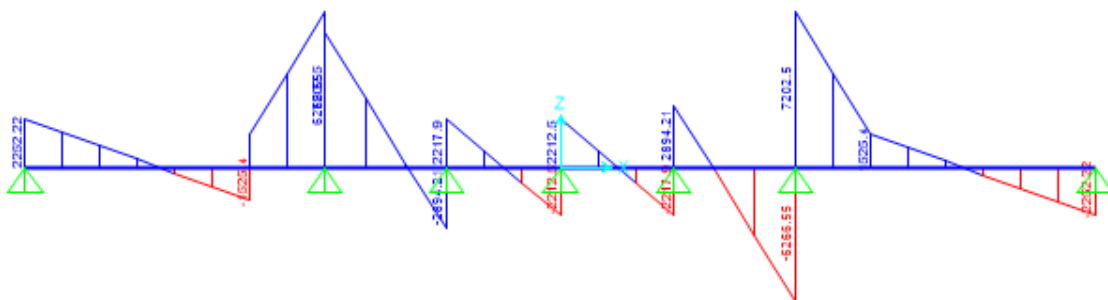


Diagrama de fuerza cortante, V (kg)

Fuerza cortante último: $V_u = 7202.50 \text{ kg}$

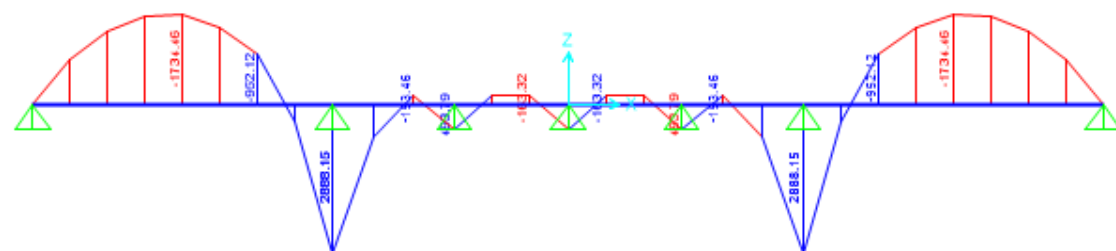


Diagrama de momento flector, M (kg-m)

Momento máximo (+): $M_u = 2888.15 \text{ kg-m}$

Momento máximo (-): $M_u = 1734.46 \text{ kg-m}$

Muro perimetral frontal:

$$B_1 = 0.25 \text{ m}$$

$$q_{prom1=2} = \frac{q_1 + q_6}{2}$$

$$q_{prom1=2} = 3348.49 \text{ kg/m}^2$$

Reacción del suelo (Rs):

$$R_{1-6-5-10} = (q_{prom1=2}) * B * B_1$$

$$R_{16-5-10} = 10589.59 \text{ kg}$$

Carga total de las columnas de la franja (Qutf):

Muro	Nº	Vec.	%L.	Inf	Qui (kg)	Qui-f (kg)
1X	2	1.00			15517.10	31034.21
2X	2	1.00			24202.89	48405.78
1Y	2	0.50			24177.03	24177.03
5Y	2	0.75			22890.21	34335.31

$$Q_{utf} = 137952.34 \text{ kg}$$

Condición de corrección:

$$R_{6-10-11-15} = (q_{prom1=2=3}) * B * B_1 \neq \sum Q_{ui-f}$$

$$10589.59 \text{ kg} \quad \neq \quad 137952.34 \text{ kg}$$

...Se realiza corrección

Carga promedio:
$$C_{arga-prom} = \frac{q_{prom} * B * B_1 + \sum Q_{ui-parcial}}{2}$$

$$C_{arga-prom} = 74270.97 \text{ kg}$$

Factor de modificación de cargas de muros:

$$F = \frac{C_{arga-prom}}{\sum Q_{ui-parcial}}$$

$$F = 0.54$$

Carga promedio modificada:

$$q_{prom-mod} = q_{prom1=2} \frac{C_{arga-prom}}{q_{prom1=2} * B * B_1}$$

$$q_{prom-mod} = 23484.89 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{prom-mod} = 23484.89 \text{ kg/m}^2$$

$$q = B_1 * q_{prom-mod}$$

$$q = 5871.22 \text{ kg/m}$$

Cargas modificadas en muros:

Muro	L (m)	%L.In f.	F	Qui (kg)	FQui (kg)	FQui (kg/m)
1X	1.24	1.00	0.54	15517.10	0.00	6737.19
2X	1.74	1.00	0.54	24202.89	0.00	7488.73
1Y	3.14	0.50	0.54	24177.03	6508.23	0.00
5Y	2.08	0.75	0.54	22890.21	9242.75	0.00

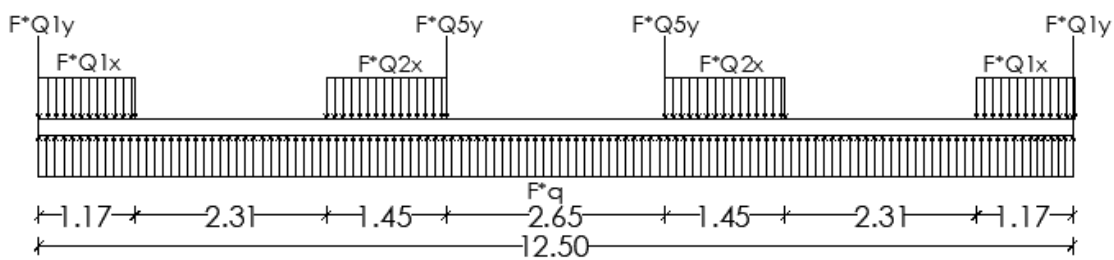


Diagrama de cuerpo libre

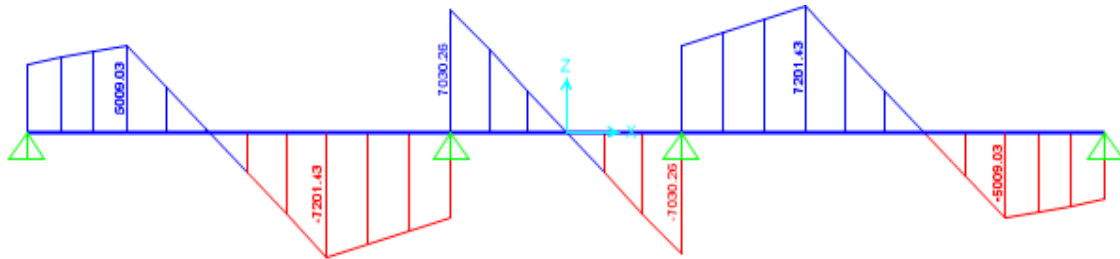


Diagrama de fuerza cortante, V (kg)

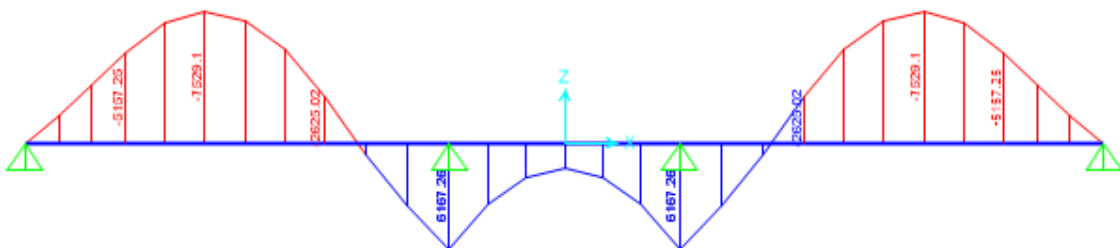


Diagrama de momento flector, M (kg-m)

Momento máximo (+): $M_u = 6167.26 \text{ kg-m}$

Momento máximo (-): $M_u = 7529.10 \text{ kg-m}$

Muro perimetral posterior:

$$q_{prom1=2} = \frac{q_{26} + q_{32}}{2}$$

$$B_1 = 0.25 \text{ m}$$

$$q_{prom1=2} = 4657.18 \text{ kg/m}^2$$

Reacción del suelo (Rs):

$$R_{26-32-31-37} = (q_{prom1=2}) * B * B_1$$

$$R_{26-32-31-37} = 14728.33 \text{ kg}$$

Carga total de las columnas de la franja (Q_{utf}):

Muro	NºVec.	%L.Inf	Qui (kg)	Qui-f (kg)
8X	2	1.00	12804.85	25609.70
9X	2	1.00	22484.23	44968.45
3Y	2	0.50	26157.47	26157.47
4Y	2	0.50	32903.26	32903.26
8Y	1	0.50	16403.19	8201.59

$$Q_{utf} = 137840.48 \text{ kg}$$

Condición de corrección:

$$R_{1-4-5-8} = (q_{prom1=2}) * B * B_1 \neq \sum Q_{ui-f}$$

$$14728.33 \text{ kg} \neq 137840.48 \text{ kg}$$

Se realiza corrección

Carga promedio:
$$C_{arga-prom} = \frac{q_{prom} * B * B_1 + \sum Q_{ui-parcial}}{2}$$

$$C_{arga-prom} = 76284.41 \text{ kg}$$

Factor de modificación de cargaas de muros:

$$F = \frac{C_{arga-prom}}{\sum Q_{ui-parcial}}$$

$$F = 0.55$$

Carga promedio modificada:

$$q_{prom-mod} = q_{prom1=2} \frac{C_{arga-prom}}{q_{prom1=2} * B * B_1}$$

$$q_{prom-mod} = 24121.55 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{prom-mod} = 24121.55 \text{ kg/m}^2$$

$$q = B_1 * q_{prom-mod}$$

$$q = 6030.39 \text{ kg/m}$$

Cargas modificadas en muros:

Muro	L (m)	%L.In f.	F	Qui (kg)	FQui (kg)	FQui (kg/m)
8X	1.24	1.00	0.55	12804.85	0.00	5714.94
9X	2.28	1.00	0.55	22484.23	0.00	5457.60
3Y	3.29	0.50	0.55	26157.47	7238.10	0.00
4Y	3.29	0.50	0.55	32903.26	9104.75	0.00
8Y	3.29	0.50	0.55	16403.19	4538.97	0.00

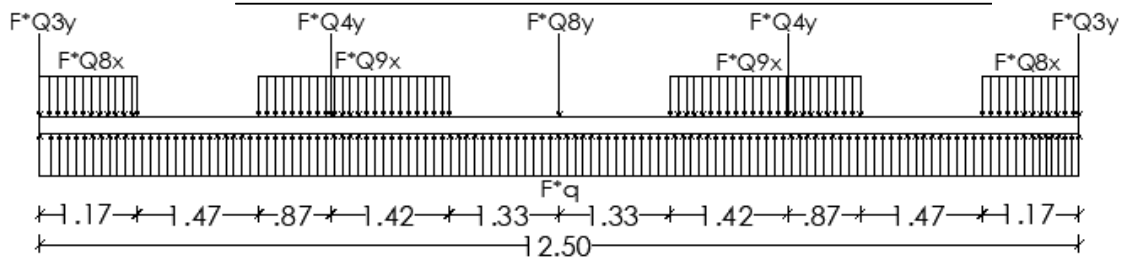


Diagrama de cuerpo libre

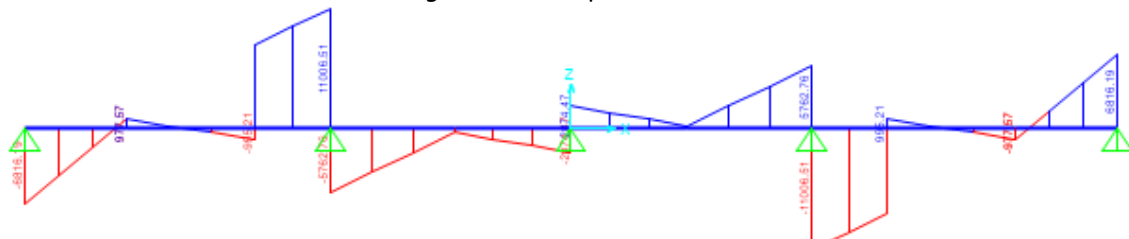


Diagrama de fuerza cortante, V (kg)

Fuerza cortante último: $V_u = 11006.51 \text{ kg}$

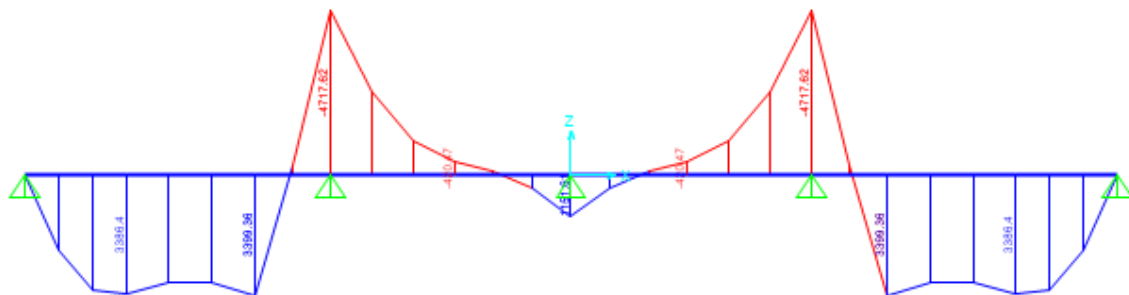


Diagrama de momento flector, M (kg-m)

Momento máximo (+): $M_u = 3399.36 \text{ kg-m}$

Momento máximo (-): $M_u = 417.62 \text{ kg-m}$

Dirección Y-Y:

Muros interiores:

$$B_1 = 0.25 \text{ m}$$

$$q_{prom1=2} = \frac{q_{22} + q_{23}}{2}$$

$$q_{prom1=2} = 3760.13 \text{ kg/m}^2$$

Reacción del suelo (Rs):

$$R_{2-3-22-23} = (q_{prom1=2}) * L * B_1$$

$$R_{2-3-22-23} = 11280.40 \text{ kg}$$

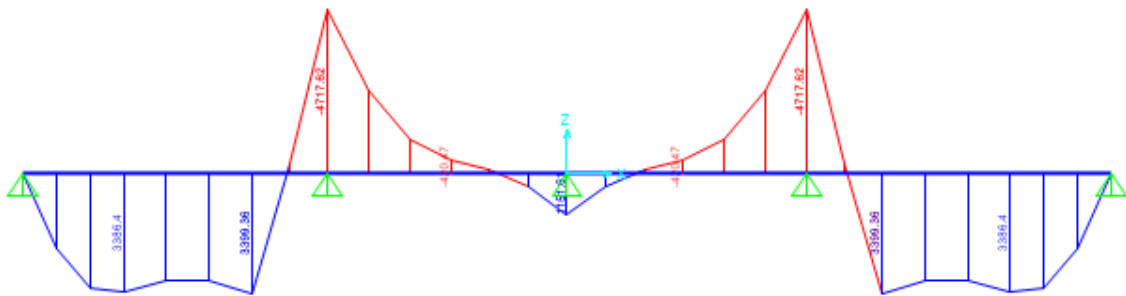


Diagrama de momento flector, M (kg-m)

Momento máximo (+): $M_u = 3399.36 \text{ kg-m}$

Momento máximo (-): $M_u = 4717.62 \text{ kg-m}$

Dirección Y-Y:

Muros interiores:

$$B_1 = 0.25 \text{ m}$$

$$q_{prom1=2} = \frac{q_{22} + q_{23}}{2}$$

$$q_{prom1=2} = 3760.13 \text{ kg/m}^2$$

Reacción del suelo (Rs):

$$R_{2-3-22-23} = (q_{prom1=2}) * L * B_1$$

$$R_{2-3-22-23} = 11280.40 \text{ kg}$$

Carga total de las columnas de la franja (Q_{utf}):

Muro	%L.Inf.	Qui (kg)	Qui-f (kg)
2X	1.00	24202.89	24202.89
5Y	1.00	22890.21	22890.21
6Y	1.00	36877.27	36877.27
7Y	0.75	42924.01	32193.01

$$Q_{utf} = 116163.37 \text{ kg}$$

Condición de corrección:

$$R_{1-2-26-27} = (q_{prom1=2=3}) * B * B_1 \neq \sum Q_{ui-f}$$

$$11280.40 \text{ kg} \neq 116163.37 \text{ kg}$$

...Se realiza corrección

$$C_{\text{carga-prom}} = \frac{q_{\text{prom}} * B * B_1 + \sum Q_{\text{ui-parcial}}}{2}$$

$$C_{\text{carga-prom}} = 63721.89 \text{ kg}$$

Factor de modificación de cargas de muros:

$$F = \frac{C_{\text{carga-prom}}}{\sum Q_{\text{ui-parcial}}}$$

$$F = 0.55$$

Carga promedio modificada:

$$q_{\text{prom-mod}} = q_{\text{prom1=2}} \frac{C_{\text{carga-prom}}}{q_{\text{prom1=2}} * B * B_1}$$

$$q_{\text{prom-mod}} = 21240.63 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{prom-mod}} = 21240.63 \text{ kg/m}^2$$

$$q = B_1 * q_{\text{prom-mod}}$$

$$q = 5310.16 \text{ kg/m}$$

modificadas en muros:

Muro	L (m)	%L.In f.	F	Qui (kg)	FQui (kg)	FQui (kg/m)
2X	1.74	1.00	0.55	24202.89	13276.59	0.00
5Y	2.08	1.00	0.55	22890.21	0.00	6036.79
6Y	2.75	1.00	0.55	36877.27	0.00	7356.06
7Y	3.1	0.75	0.55	42924.01	0.00	5696.65

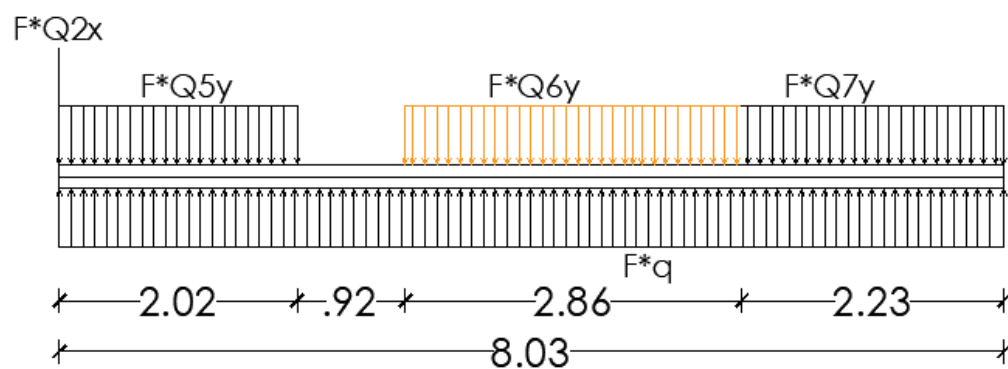


Diagrama de cuerpo libre

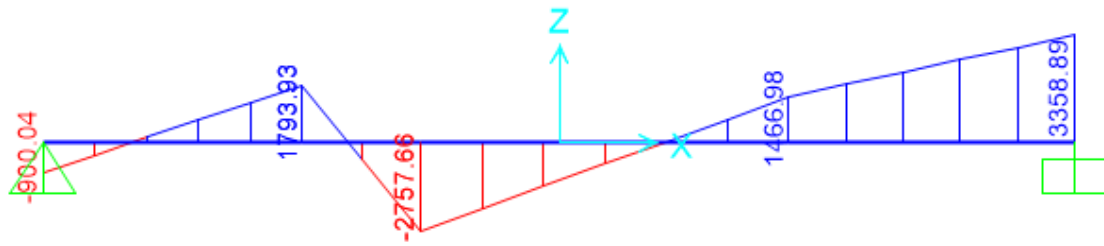
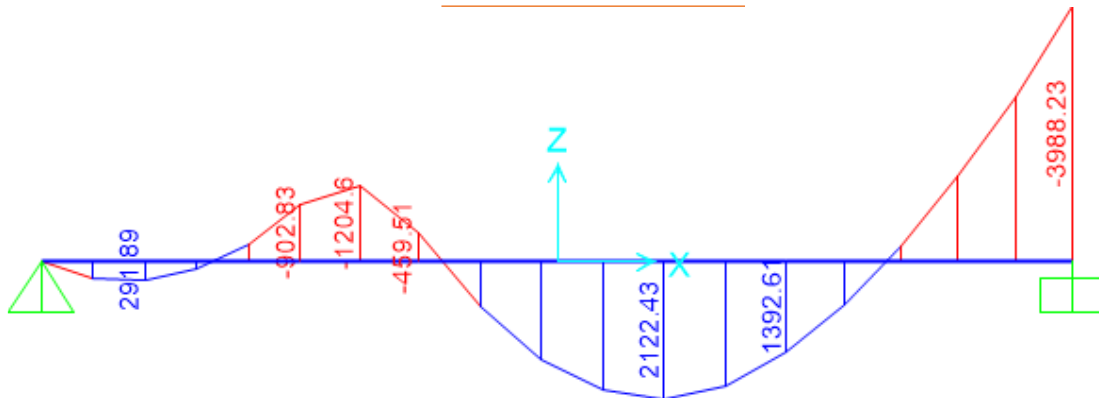


Diagrama de fuerza cortante, V (kg)

Fuerza cortante último: $V_u = 3358.89 \text{ kg}$



Momento máximo (+): $M_u = 2122.43 \text{ kg-m}$

Momento máximo (-): $M_u = 3988.23 \text{ kg-m}$

Muros perimetral lateral:

$B_1 = 0.25 \text{ m}$

$$q_{prom1=2} = \frac{q_{01} + q_{02}}{2}$$

$$q_{prom1=2} = 3760.13 \text{ kg/m}^2$$

Reacción del suelo (Rs):

$$R_{2-3-22-23} = (q_{prom1=2}) * L * B_1$$

$$R_{2-3-22-23} = 11280.40 \text{ kg}$$

7

Carga total de las columnas de la franja (Qutf):

Muro	%L.Inf.	Qui (kg)	Qui-f (kg)
1X	1.00	15517.10	15517.10
3X	0.94	38119.45	35832.28
4X	0.94	32909.04	30934.50
5X	0.94	31172.00	29301.68
1Y	1.00	24177.03	24177.03
2Y	1.00	17920.07	17920.07

$$Q_{utf} = 153682.68 \text{ kg}$$

Condición de corrección:

$$R_{1-2-26-27} = (q_{prom1=2=3}) * B * B_1 \neq \sum Q_{ui-f}$$

$$11280.40 \text{ kg} \quad \neq \quad 153682.68 \text{ kg}$$

...Se realiza corrección

$$C_{arga-prom} = \frac{q_{prom} * B * B_1 + \sum Q_{ui-parcial}}{2}$$

$$C_{arga-prom} = 82481.54 \text{ kg}$$

Factor de modificación de cargaas de muros:

$$F = \frac{C_{arga-prom}}{\sum Q_{ui-parcial}}$$

$$F = 0.54$$

Carga promedio modificada:

$$q_{prom-mod} = q_{prom1=2} \frac{C_{arga-prom}}{q_{prom1=2} * B * B_1}$$

$$q_{prom-mod} = 27493.85 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{prom-mod} = 27493.85 \text{ kg/m}^2$$

$$q = B_1 * q_{prom-mod}$$

$$q = 6873.46 \text{ kg/m}$$

Cargas modificadas en muros:

Muro	L (m)	%L.In f.	F	Qui (kg)	FQui (kg)	FQui (kg/m)
1X	1.24	1.00	0.54	15517.10	8328.03	0.00
3X	2.69	0.94	0.54	38119.45	19231.20	0.00
4X	2.69	0.94	0.54	32909.04	16602.56	0.00
5X	2.69	0.94	0.54	31172.00	15726.22	0.00
1Y	3.14	1.00	0.54	24177.03	0.00	4132.43
2Y	1.98	1.00	0.54	17920.07	0.00	4857.43

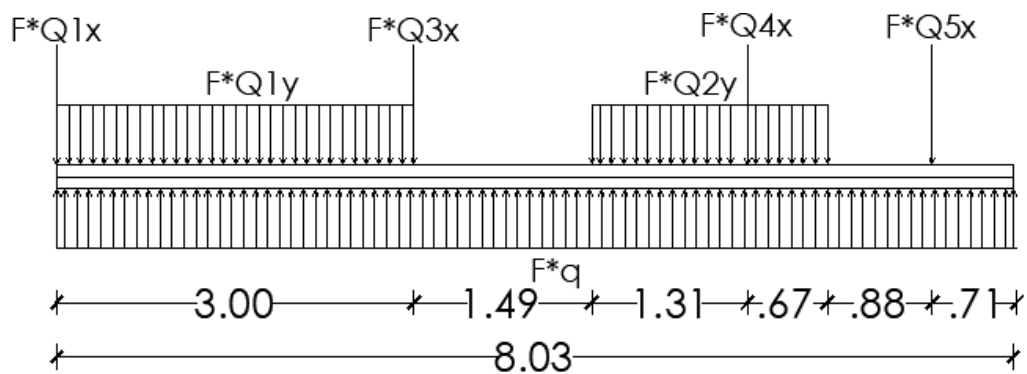


Diagrama de cuerpo libre

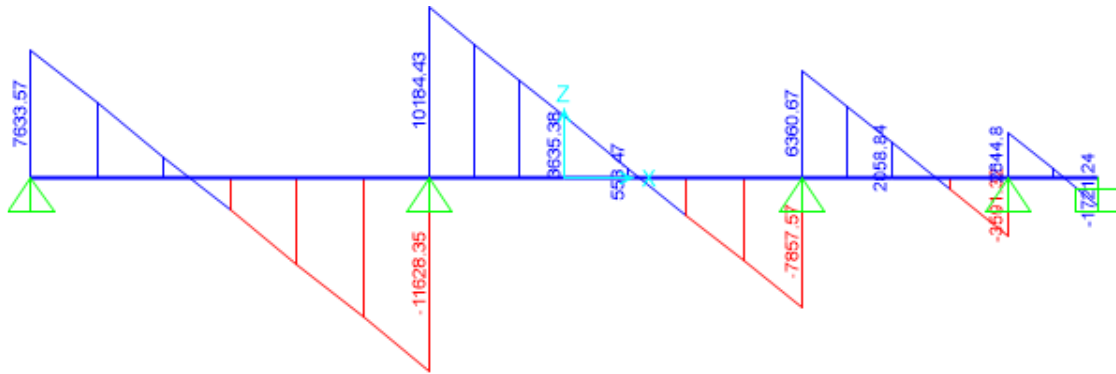


Diagrama de fuerza cortante, V (kg)

Fuerza cortante último: $V_u = 11628.35 \text{ kg}$

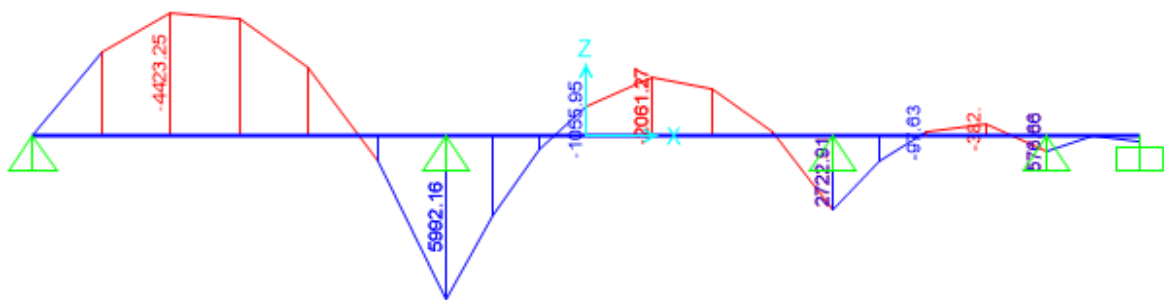


Diagrama de momento flector, M (kg-m)

Momento máximo (+): $M_u = 5992.16 \text{ kg-m}$

Momento máximo (-): $M_u = 4423.25 \text{ kg-m}$

Verificación del peralte por flexión.

Momento máximo (+): $M_u = 6167.26 \text{ kg-m}$ $b = 25 \text{ cm}$

$\rho = 0.004$

(R. Morales)

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\varphi * f_y * \rho * b_w * \left(1 - 0.59 * \rho * \frac{f_y}{f'_c}\right)}}$$

$$h = d + 9 \text{ cm}$$

$$d = 41.38 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

DISEÑO DEL ACERO DE REINERZO REQUERIDO PARA LAS CONDICIONES DE CARGA ÚLTIMA

$d = 53 \text{ cm}$ $b = 25 \text{ cm}$

$$A_{s-min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d$$

Area de acero mínimo:

$$A_{s-min} = 3.20 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo: $A_{s-max} = 0.50 \left[\left(\frac{0.85\beta_1 * f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \right] * b * d$

$$A_{s-max} = 14.08 \text{ cm}^2$$

Dirección X-X

Muros interiores:

Cálculo de acero en tramo central (Acero superior)

Momento último máximo: $M_u = 1734.46 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{M_u}{\phi 0.85 f'_c b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c b}}$$

$$A_s = 0.87 \text{ cm}^2$$

$A_{s-cal} < A_{s-min}$...Usar acero mínimo

$$A_{cal} = 3.20 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \varnothing 1/2" + 1 \text{ } \varnothing 3/8" = 3.25 \text{ cm}^2 \text{ ...Falla ductil}$$

Verificación del peralte por flexión.

Momento máximo (+): $M_u = 6167.26 \text{ kg-m}$ $b = 25 \text{ cm}$

$$\rho = 0.004$$

(R. Morales)

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * f_y * \rho * b_w * \left(1 - 0.59 * \rho * \frac{f_y}{f'_c} \right)}}$$

$$h = d + 9 \text{ cm}$$

$$d = 41.38 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

DISEÑO DEL ACERO DE REINFORZO REQUERIDO PARA LAS CONDICIONES DE CARGA ÚLTIMA

$$d = 53 \text{ cm} \quad b = 25 \text{ cm}$$

$$A_{s-min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d$$

Area de acero mínimo:

$$A_{s-min} = 3.20 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo: $A_{s-max} = 0.50 \left[\left(\frac{0.85\beta_1 * f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \right] * b * d$

$$A_{s-max} = 14.08 \text{ cm}^2$$

Dirección X-X

Muros interiores:

Cálculo de acero en tramo central (Acero superior)

Momento último máximo: $M_u = 1734.46 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{M_u}{\phi 0.85 f'_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_s = 0.87 \text{ cm}^2$$

$A_{s-cal} < A_{s-min}$...Usar acero mínimo

$$A_{cal} = 3.20 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \varnothing 1/2" + 1 \text{ } \varnothing 3/8" = 3.25 \text{ cm}^2 \text{ ...Falla ductil}$$

Diseño por cortante

$$V_u = 7202.50 \text{ kg} \quad \text{Cortante resistente: } V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d$$

Cortante máximo:

$$V_c = 8650.08 \text{ kg}$$

$$V_u \leq V_c$$

Condición de diseño:

$V_u < V_c$...Colocar refuerzo mínimo

Espaciamiento mínimo: $s_{m\acute{a}x} = \min\left(\frac{d}{2}; 60 \text{ cm}\right)$

$$s_{m\acute{a}x} = 25 \text{ cm}$$

Colocar: Estr. $\varnothing 3/8" 1@5 \text{ cm}$, @25 cm

Muros perimetrales:

Frontal:

Cálculo de acero en tramo central (Acero superior)

Momento último máximo:

$$M_u = 7529.10 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_s = 3.89 \text{ cm}^2$$

$A_{s\text{-cal}} > A_{s\text{-min}}$...O.K.

$$A_{cal} = 3.89 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \varnothing 1/2'' + 2 \text{ } \varnothing 3/8'' = 3.96 \text{ cm}^2 \text{ ...Falla ductil}$$

Cálculo de acero en los apoyos (Acero inferior)

Momento último máximo:

$$M_u = 6167.26 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_s = 3.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{s\text{-cal}} > A_{s\text{-min}}$...O.K.

$$A_{cal} = 3.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Colocar: } 2 \text{ } \varnothing 1/2'' + 1 \text{ } \varnothing 3/8'' = 3.25 \text{ cm}^2 \text{ ...Falla ductil}$$

Diseño por cortante

$$\text{Cortante máximo: } V_u = 11628.35 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante resistente: } V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \Rightarrow V_c = 8650.08 \text{ kg}$$

Condición de diseño:

$$V_u \leq V_c$$

$V_u > V_c$...Calcular refuerzo

Espaciamiento mínimo:

$$s_{m\acute{a}x} = \min\left(\frac{d}{2}; 60 \text{ cm}\right)$$

$$s_{m\acute{a}x} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Colocar: } \varnothing 3/8'' \quad 1@5 \text{ cm}, @25 \text{ cm}$$

Posterior:

Cálculo de acero en tramo central (Acero superior)

Momento último máximo: $M_u = 4717.62 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_s = 2.41 \text{ cm}^2$$

$A_{s\text{-cal}} > A_{s\text{-min}}$...O.K.

$$A_{cal} = 3.20 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \varnothing 1/2'' + 1 \text{ } \varnothing 3/8'' = 3.25 \text{ cm}^2 \text{ ...Falla ductil}$$

Cálculo de acero en los apoyos (Acero inferior)

Momento último máximo: $M_u = 3399.36 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_s = 1.72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{s\text{-cal}} > A_{s\text{-min}}$...O.K.

$$A_{cal} = 3.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Colocar: } 2 \text{ } \varnothing 1/2'' + 1 \text{ } \varnothing 3/8'' = 3.25 \text{ cm}^2 \text{ ...Falla ductil}$$

Diseño por cortante

Cortante máximo: $V_u = 11006.51 \text{ kg}$

Cortante resistente: $V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d \Rightarrow V_c = 8650.08 \text{ kg}$

Condición de diseño:

$$V_u \leq V_c$$

$V_u > V_c$...Calcular refuerzo

Espaciamiento mínimo: $s_{m\acute{a}x} = \min\left(\frac{d}{2}; 60 \text{ cm}\right)$

$$s_{m\acute{a}x} = 25 \text{ cm}$$

Espaciamiento requerido:
$$s = \frac{2 * A_v * f_y * d}{(V_u - V_c)}$$

$$s = 134 \text{ cm}$$

Colocar: $\text{Ø}3/8''$ 1@5 cm , @25 cm

Dirección Y-Y $d = 53 \text{ cm}$ $b = 25 \text{ cm}$

Area de acero mínimo:

$$A_{s-min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d$$

$$A_{s-min} = 3.20 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo:
$$A_{s-max} = 0.75 \left[\left(\frac{0.85\beta_1 * f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \right] * b * d$$

$$A_{s-max} = 14.08 \text{ cm}^2$$

Muros interiores:

Cálculo de acero en tramo central (Acero superior)

Momento último máximo: $M_u = 3988.23 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c b}}$$

$$A_s = 2.03 \text{ cm}^2$$

$A_{s-cal} < A_{s-min}$...Usar acero mínimo

$$A_{cal} = 3.20 \text{ cm}^2$$

Colocar: $2 \text{ Ø}1/2'' + 1 \text{ Ø}3/8'' = 3.25 \text{ cm}^2$

Cálculo de acero en los apoyos (Acero inferior)

Momento último máximo: $M_u = 2122.43 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c b}}$$

$$A_s = 1.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As-cal < As-min ...Usar acero mínimo

$$A_{cal} = 3.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Colocar: } 2 \text{ } \varnothing 1/2" + 1 \text{ } \varnothing 3/8" = 3.25 \text{ cm}^2$$

Diseño por cortante

$$\text{Cortante máximo: } V_u = 3358.89 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante resistente: } V_c = \varphi 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d \quad \Rightarrow \quad V_c = 9158.91 \text{ kg}$$

$$V_u \leq V_c$$

Condición de diseño:

$$V_u < V_c \quad \dots \text{Colocar refuerzo mínimo}$$

$$\text{Espaciamiento mínimo: } s_{m\acute{a}x} = \min\left(\frac{d}{2}; 60 \text{ cm}\right)$$

$$s_{m\acute{a}x} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Colocar: } \text{Estr. } \varnothing 3/8" \quad 1 @ 5 \text{ cm} \quad @ 25 \text{ cm}$$

Muros perimetrales:

Latares:

Cálculo de acero en tramo central (Acero superior)

$$\text{Momento último máximo: } M_u = 4423.25 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\varphi 0.85 f'_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_s = 2.25 \text{ cm}^2$$

4

As-cal < As-min ...Usar acero mínimo

$$A_{cal} = 3.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Colocar: } 2 \text{ } \varnothing 1/2" + 1 \text{ } \varnothing 3/8" = 3.25 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero en los apoyos (Acero inferior)

$$\text{Momento último máximo: } M_u = 5992.16 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c b}}$$

$$A_s = 3.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{s\text{-cal}} < A_{s\text{-min}}$...Usar acero mínimo

$$A_{\text{cal}} = 3.20 \text{ cm}^2$$

Colocar: $2 \text{ } \varnothing 1/2'' + 1 \text{ } \varnothing 3/8'' = 3.25 \text{ cm}^2$

Diseño por cortante

Cortante máximo: $V_u = 11628.35 \text{ kg}$

Cortante resistente: $V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d \Rightarrow V_c = 8650.08 \text{ kg}$

$$V_u \leq V_c$$

Condición de diseño:

$V_u > V_c$...Calcular refuerzo

Espaciamiento mínimo: $s_{\text{máx}} = \min\left(\frac{d}{2}; 60 \text{ cm}\right)$

$$s_{\text{máx}} = 25 \text{ cm}$$

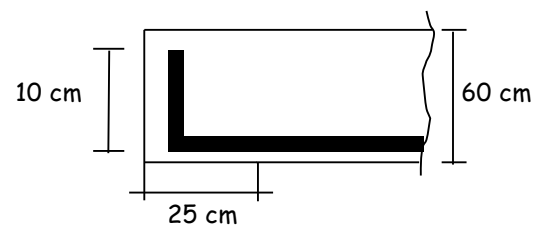
Colocar: Estr. $\varnothing 3/8''$ 1@5 cm @25 cm

CALCULO DE ACERO DE REFUERZO DE ANCLAJE

Anclaje de refuerzo a tracción:

Para: $\varnothing 1/2''$ $l_a = \text{Máximo} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.08 d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ 0.004 d_b f_y \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

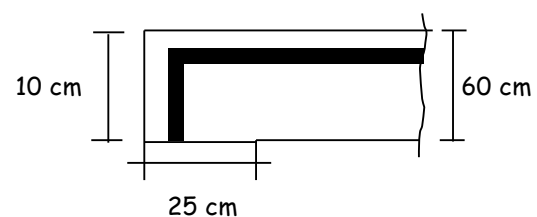
$$l_a = 29 \text{ cm}$$



Anclaje de refuerzo a compresión:

Para: $\varnothing 1/2''$ $l_a = \text{Máximo} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.06 A_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ 0.006 d_b f_y \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$

$$l_a = 32 \text{ cm}$$



1.1.1.23 Diseño de escalera

Las escaleras son elementos estructurales que conectan los diferentes pisos de una edificación y que trabajan generalmente como losas armadas en una dirección.

METRADO DE CARGAS

ALTURA DE METRADO

$$h_m = t \frac{\sqrt{P^2 + CP^2}}{P} + \frac{CP}{2}$$

$$h_m = 0.24 \text{ m}$$

CARGA MUERTA (D)

Tramo inclinado

Peso propio: $W_p = 571 \text{ kg/m}^2$

Peso acabado: $W_a = 100 \text{ kg/m}^2$

$$D = 671 \text{ kg/m}^2$$

Descanso

Peso propio: $W_p = 288 \text{ kg/m}$

Peso acabado: $W_a = 100 \text{ kg/m}^2$

1.06

$$D = 388 \text{ kg/m}^2$$

0.59

CARGA VIVA (L)

Peso sobrecarga:

$$L = 200 \text{ kg/m}^2$$

CARGA ÚLTIMA (U)

$$U = 1.4D + 1.7L$$

Para ambos tramos:

$$U = 1279 \text{ kg/m}^2$$

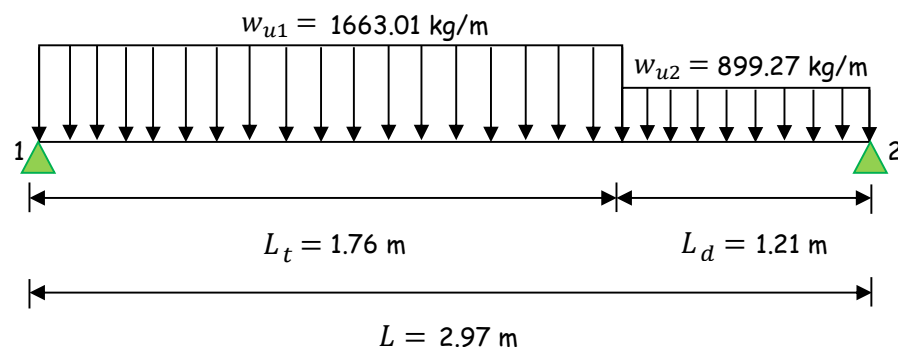
Para descansos:

$$U = 743 \text{ kg/m}^2$$

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Primer tramo.

Diagrama de cuerpo libre.



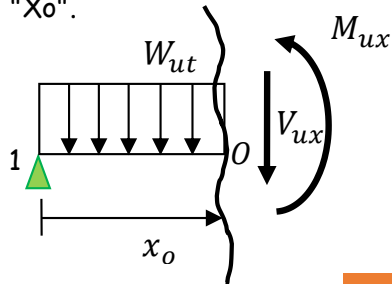
Reacción en el apoyo "1"

$$\sum M_2 = 0$$

$$R_1 = \frac{W_{ut} \cdot L_t(L_t + 2L_d) + W_{u2}(L_d)^2}{2L}$$

$$R_1 = 2281.32 \text{ kg}$$

Punto critico "Xo".



$$\sum F_y = 0$$

$$x_o = \frac{R_1}{W_{ut}}$$

$$x_o = 1.37 \text{ m}$$

Momento último máximo:

$$\sum M_o = 0$$

$$M_{ux} = R_1 \cdot x_o - W_{ut} \cdot \frac{x_o^2}{2}$$

$$M_{ux} = 1564.76 \text{ kg-m}$$

Momento positivo de diseño:

$$M_{diseño(+)} = \alpha M_{ux}$$

Donde: $\alpha = 1.00$

$$M_{diseño} = 1564.76 \text{ kg-m}$$

Momento negativo de diseño:

$$M_{diseño(-)} = \frac{1}{2} M_u$$

$$M_{diseño(-)} = 782.38 \text{ kg-m}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL

Franja: $b = 100 \text{ cm}$

Peralte efectivo: $d = t - 3 \Rightarrow d = 9 \text{ cm}$

Ácero mínimo: $A_{s \text{ min}} = 0.0018b \cdot t$

$$A_{s \text{ min}} = 2.16 \text{ cm}^2$$

Primer tramo.

Acero positivo: $M_u = 1564.76 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_{s-cal} = 4.92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocar: **Ø1/2" @ 25cm**

Acero negativo:

$$M_u = 782.38 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_{s-cal} = 2.37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocar: **Ø3/8" @ 30cm**

Segundo tramo.

Acero positivo:

$$M_u = 1564.76 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_{s-cal} = 4.92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocar: **Ø1/2" @ 25cm**

Acero negativo:

$$M_u = 782.38 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_{s-cal} = 2.37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocar: **Ø3/8" @ 30cm**

Segundo tramo.

Acero positivo:

$$M_u = 1564.76 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_{s-cal} = 4.92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocar: **Ø1/2" @ 25cm**

Acero negativo:

$$M_u = 782.38 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f_c \cdot b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c \cdot b}}$$

$$A_{s-cal} = 2.37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocar: **Ø3/8" @ 30cm**

Acero de temperatura y/o contracción de fragua (Acero transversal)

$$A_{st} = 0.0018b * t$$

$$A_{st} = 2.16 \text{ cm}^2$$

Colocar: **Ø3/8" @ 30cm**

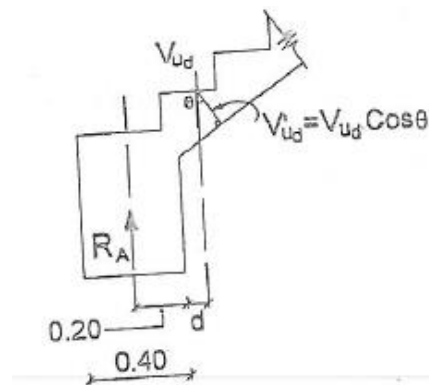
VERIFICACIÓN POR CORTANTE

Ancho cimiento: $A = 0.40 \text{ m}$

$$V_{ud} \leq \phi V_n$$

$$V'_{ud} = R_1 - w_{u1} \left(\frac{A}{2} + d \right)$$

$$V'_{ud} = 1799.05 \text{ kg}$$



$$V_{ud} = V'_{ud} * \cos \theta = V'_{ud} \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$$

$$V_{ud} = 1459.99 \text{ kg}$$

Resistencia al corte del concreto.

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\phi V_n = 5875.53 \text{ kg}$$

Verificación:

$$\phi V_n > V_{ud} \text{ ..O.K.}$$

IV CAPITULO

RESULTADO Y DISCUSIÓN

En esta parte de la investigación se comparan los resultados obtenidos del análisis estructural de la superestructura de muros portantes de albañilería confinada se contrastan las sollicitaciones y las resistencias y cumpliendo satisfactoriamente con todas las exigencias de las normas señaladas.

1.1 Superestructura de muros portantes de albañilería confinada

En el análisis por carga gravitacional se presenta el mayor esfuerzo actuante en el muro 7y con 7.49 kg/cm^2 siendo menor al esfuerzo axial admisible de 8.08 kg/cm^2 y esto alavés menor que el esfuerzo axial máximo de 9.75 kg/cm^2 , se muestra en la Tabla 7.

En la verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros. Los muros del primer y segundo piso y los muros 1x, 2x,3x,7x,8x, 6y y 7y del tercer piso requieren colocar refuerzo horizontal ya que su resistencia está por debajo de 3.25 kg/cm^2 , se colocará $\text{Ø}1/4" @ 40 \text{ cm}$ (4 hiladas), se muestra en la Tabla 8 y Tabla 9.

Se presenta el peso total de la edificación considerando el 100% Carga muerta +25% Carga viva especificado en la Norma E.030 siendo 540.25 Tn , se muestra en la Tabla 10.

Se presenta las fuerzas inerciales por sismo severo lo que servirá para verificar la resistencia al cortante global de la edificación siendo $VE1 = 157,571.76 \text{ kg}$, $VE2 = 121,155.41 \text{ kg}$, $VE3 = 83,077.91 \text{ kg}$ y $VE4 = 45,000.42 \text{ kg}$, se muestra en la Tabla 15.

Con el análisis sísmico se pudo determinar las máximas derivas en el rango inelástico las cuales están por debajo de la máxima deriva exigida por la Norma E.030 cómo se muestran en la Tabla 16.

Con el análisis sísmico se pudo determinar además la irregularidad torsional de la estructura siendo los resultados favorables con ello se demostró que es regular en ambos sentidos según las exigencias de la Norma E.030 cómo se muestran en la Tabla 17.

Se puede apreciar en todos los muros que la fuerza cortante por sismo moderado (V_e) es menor a la fuerza cortante resistente ($0.55V_m$) en todos los pisos, se muestran en la Tabla 19 y Tabla 20.

Se presenta resistencia al corte global de la estructura siendo $245,999.38 \text{ kg}$ y $160,469.80 \text{ kg}$ en la dirección del eje "X" y en la dirección del eje "Y" respectivamente, siendo para ambas direcciones mayores a la fuerza inercial en la base por sismo severo ($VE1 =$

157,571.76 kg), se muestra en la Tabla 19 y Tabla 20.

Con las fuerzas internas calculadas que se muestran en la Tabla 21 estimamos la sección y el refuerzo de las columnas y vigas del confinamiento para el caso de muros agrietado por sismo severo del primer y segundo piso como se muestran en la Tabla 22.

As (cm ²)	As usar (cm ²)	δ	An (cm ²)	Acf (cm ²)	Acol (cm ²)	An (cm ²)	As min (cm ²)	s1 (cm)	s2 (cm)	s3 (cm)	s4 (cm)	s (cm)
1.20	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	93	195	13 x 15 = 195	99	0.98	4.89	11.85	5.0	10	5
1.51	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	80	195	13 x 15 = 195	99	0.98	4.89	11.85	5.0	10	5
2.64	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	38	264	13 x 20 = 260	144	1.30	5.89	11.85	5.0	10	5
2.55	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	48	255	13 x 20 = 260	144	1.30	5.89	11.85	5.0	10	5
2.53	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	0.8	63	253	13 x 20 = 260	144	1.30	5.89	11.85	5.0	10	5
2.44	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	58	244	13 x 20 = 260	144	1.30	5.89	11.85	5.0	10	5
2.67	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	42	267	13 x 25 = 325	189	1.63	6.59	11.85	5.5	10	5
1.17	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	94	195	13 x 15 = 195	99	0.98	4.89	11.85	5.0	10	5
2.11	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	61	211	13 x 20 = 260	144	1.30	5.89	11.85	5.0	10	5
2.77	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	60	277	13 x 25 = 325	189	1.63	6.59	11.85	5.5	10	5
1.81	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	79	195	13 x 15 = 195	99	0.98	4.89	11.85	5.0	10	5
2.91	3 Ø3/8" + 3 Ø3/8" = 4.28	1.0	88	291	13 x 25 = 325	189	1.63	6.59	11.85	5.5	10	5
3.01	3 Ø3/8" + 3 Ø3/8" = 4.28	1.0	79	301	13 x 25 = 325	189	1.63	6.59	11.85	5.5	10	5
1.98	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	1.0	72	198	13 x 15 = 195	99	0.98	4.89	11.85	5.0	10	5
2.75	2 Ø3/8" + 2 Ø3/8" = 2.85	0.8	61	275	13 x 25 = 325	189	1.63	6.59	11.85	5.5	10	5
3.03	3 Ø3/8" + 3 Ø3/8" = 4.28	1.0	59	303	13 x 25 = 325	189	1.63	6.59	11.85	5.5	10	5
3.02	3 Ø3/8" + 3 Ø3/8" = 4.28	1.0	81	302	13 x 25 = 325	189	1.63	6.59	11.85	5.5	10	5

y la Tabla 23:

As (cm ²)	As usar (cm ²)	A'sol (cm ²)	Asol (cm ²)	s [1/4"
1.13	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
1.43	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
2.50	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
2.41	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
2.39	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
2.31	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
2.52	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
1.11	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
1.99	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
2.61	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
1.71	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
2.75	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
2.84	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
1.87	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
2.59	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
2.86	4 Ø3/8" = 2.86	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm
2.85	4 Ø3/8" = 2.85	200	12 x 20 = 240	4@ 10 cm

Con las fuerzas internas calculadas que se muestran en la Tabla 24 estimamos la sección y el refuerzo de las columnas y vigas del confinamiento para el caso de muros no agrietado

por sismo severo del tercer y cuarto piso como se muestran en la Tabla 25.

As usar (cm ²)	δ	An (cm ²)	Ac usar (cm ²)	An def (cm ²)	As min (cm ²)	s (cm)	Zc (cm)	s [1/4"
4 Ø3/8" = 2.85	1.0	22.56	13 x 15 = 195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
4 Ø3/8" = 2.85	1.0	14.48	13 x 15 = 195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
4 Ø3/8" = 2.85	1.0	2.52	13 x 15 = 195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
4 Ø3/8" = 2.85	1.0	3.78	13 x 15 = 195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
4 Ø3/8" = 2.85	1.0	3.97	13 x 15 = 195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
4 Ø3/8" = 2.85	1.0	10.48	13 x 15 = 195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
4 Ø3/8" = 2.85	1.0	6.15	13 x 15 = 195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
4 Ø3/8" = 2.85	1.0	24.60	13 x 15 = 195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
4 Ø3/8" = 2.85	1.0	10.58	13 x 15 = 195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
4 Ø3/8" = 2.85	1.0	10.05	13 x 15 = 195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
4 Ø3/8" = 2.85	1.0	17.98	13 x 15 = 195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
4 Ø1/2" = 5.07	1.0	5.21	13 x 15 = 195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
4 Ø1/2" = 5.07	1.0	2.53	13 x 15 = 195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
4 Ø3/8" = 2.85	1.0	15.69	13 x 15 = 195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
4 Ø3/8" = 2.85	1.0	1.47	13 x 15 = 195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
4 Ø3/8" = 2.85	1.0	19.68	13 x 15 = 195	99	0.98	10	45	5 @10 cm
4 Ø3/8" = 2.85	1.0	1.81	13 x 15 = 195	99	0.98	10	45	5 @10 cm

y la Tabla 26:

As (cm ²)	As usar (cm ²)	A'sol (cm ²)	Asol (cm ²)	s [1/4"
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm
2.01	4 Ø3/8" = 2.85	201	12 x 240	4@ 10 cm

Todos los cálculos se muestran en las tablas correspondientes de este trabajo.

1.2 Subestructura de losa de cimentación con dientes de confinamiento.

De manera preliminar se calculó el ancho de los cimientos corridos en el cual descansarían los muros portantes de albañilería confinada cubriendo un área de cimentación de 38 % del área total. Según la Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones exige usar losa de cimentación cuando los cimientos corridos cubren más del 50% de área total construida si tomamos este criterio pues proyectaríamos cimientos corridos. En el estudio de suelo que se hizo nos da 1.23 kg/cm^2 para una profundidad de cimentación de 2.50 m siendo muy profundo por lo que decidí optar por una losa de cimentación para ello se calculó la nueva capacidad de carga admisible siendo 0.8121 kg/cm^2 para una profundidad de cimentación de 1.20 m. Los cálculos mencionados se muestra en la Tabla 27 y la Tabla 29 se muestran la comparación de las presiones actuantes en cada punto y el resultado es menor a la capacidad de carga neta admisible: $q_{n-adm} = 0.8118 \text{ kg/cm}^2$.

Con la sollicitación en los muros y las presiones de contacto se procedió a calcular los momentos y cortantes para el cálculo estructural de la losa de cimentación y los dientes de confinamiento o vigas de cimentación como se muestran en los planos.

CONCLUSIONES

El edificio diseñado cumple las condiciones de rigidez y resistencia según exigencia de las Normas Técnicas existentes.

Del análisis sísmico estático realizado se obtiene lo siguiente:

El desplazamiento máximo relativo en el rango inelástico en la estructura diseñada para un evento sísmico, alcanza un valor de distorsión de 0.000359 y 0.000171 en la Dirección “X” y “Y” respectivamente, siendo este valor menor a la deriva máxima permisible que indica la Norma E.030 un valor máximo de 0.005 para estructuras de albañilería.

Del diseño por resistencia se obtiene el siguiente:

Realizado el diseño de los elementos estructurales resistentes que conforman la estructura del edificio ante cargas muertas, vivas y de sismo el cual se hizo cumpliendo con las exigencias de las Normas Técnicas vigentes.

Respecto a los muros portantes de albañilería confinada cumplen por resistencia frente a cargas axiales, así como por sismo moderado y por resistencia al cortante global.

La losa de cimentación calculada de manera manual y con la ayuda del SAP2000 los resultados son óptimos presenta mejor comportamiento con la inclusión de los dientes de confinamiento o vigas de cimentación de concreto armado. Se homogenizó la mejor distribución de acero mejorando el proceso constructivo de esta etapa.

La secuencia de diseño de los confinamientos puede programarse fácilmente en una hoja Excel.

Los aceros verticales en las columnas de confinamiento le dan mayor resistencia al corte al muro, mientras que los estribos le dan mayor ductilidad al muro.

La estructuración está basada en la simetría en planta para ello se ubicó los muros en ambos sentidos cuya densidad debe ser similar para no generar efectos de torsión ante posibilidad de un sismo. Además, se hizo una previa verificación de los modos de vibración y su posible comportamiento ante sismos.

Al tener gran carga axial los muros del piso 1 y del piso 2 tienen mayor resistencia al corte, pero poca ductilidad, por lo que es muy importante colocar refuerzo horizontal continuo en todos los muros del piso 1 y del piso 2 y en algunos muros del tercer piso para darle mayor capacidad de deformación en el rango inelástico sin pérdida de rigidez.

RECOMENDACIONES

Se recomienda tomar en cuenta las conclusiones a las cuales se llegó en el presente estudio, ya que ese es su fin, como un aporte académico.

Es muy importante tener las correctas fuerzas internas de los muros, ya que se usan primeramente para determinar la esbeltez de un muro y poder determinar su resistencia al corte del muro.

Se recomienda para la construcción de estructuras de albañilería confinada personal capacitado y control de materiales, debido a que cualquier negligencia puede minimizar la vida útil del edificio.

La cultura de construcción informal que nos rodea actualmente, tiende a levantar alféizares y parapetos de albañilería sin elementos de arriostre (columnetas y vigas soleras) y sin junta sísmica. Al realizar el cálculo de diseño por carga sísmica perpendicular al plano en esta tesis, se comprueba la importancia del arriostriamiento como fuente vital de la resistencia de estos elementos. Los arriostres de los parapetos deben estar separados a una distancia tal que cumpla con los requerimientos de la Norma E.070.

El diseño estructural corresponde a la superestructura y a la subestructura válidas para las cargas presentes hasta la fecha de elaboración de este informe, cualquier cambio en las cargas o condiciones de la estructura ameritará un sobre esfuerzo de la estructura provocando futuras fallas.

REFERENCIAS BOBLIOGRAFICAS

San Bartolomé Ramos, Ángel (2006). Blog de Ángel San Bartolomé: “Investigaciones experimentales hechas en construcciones de albañilería, para actualizar los conocimientos de ingenieros civiles y estudiantes de Ingeniería Civil”.
<http://www.blog.pucp.edu.pe/albanileria/>

San Bartolomé Ramos, Ángel (2006). Ejemplo de aplicación a la Norma E0.70 en el diseño de un edificio de albañilería confinada. Lima, Perú.

San Bartolomé Ramos, Ángel (2008). Comentarios a la Norma Técnica de Edificación E.070 - Albañilería. Lima, Perú.

San Bartolomé Ramos, Ángel (1994). Construcciones de albañilería, comportamiento sísmico y diseño estructural. Lima, Perú. PUCP, 1ra Edición.

Abanto Castillo, Tomas Flavio (2017). Análisis y Diseño de Edificaciones de Albañilería. Lima, Perú. Editorial San Marcos, 2da Edición.

Hernández Pinedo, Luis Miguel Alexis (2012). Diseño estructural de un edificio de vivienda de albañilería confinada, Tesis para optar el título de albañilería confinada-PUCP. Lima, Perú.

Muñoz Peláez, Juan Alejandro; Delgado Ehni, Raúl; Peña Rodríguez - Larrain. Desempeño Sismoresistente de Edificios de Muros de Ductilidad Limitada, PUCP. Lima, Perú.

Blanco Blasco, Antonio (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima, Perú. 2da Edición.

Santana Tapia, Ronald (2014). Concreto Armado Tratado Practico. Huancayo, Perú: Editorial International Star Student ISS, 1era Edición.

Santana Tapia, Ronald (2014). Cimentaciones superficiales. Huancayo, Perú: Editorial International Star Student ISS, 1era Edición.

Oviedo Sarmiento, Ricardo (2017). Diseño Sismoresistente de Edificaciones de Concreto Armado. Lima, Perú: 1era Edición.

Chávez Cachay, Santiago (2003). Concreto Armado, UNSM. Tarapoto, Perú: 1era Edición.

Gallegos, Héctor y Casabonne, Carlos (2005). Albañilería Estructural, PUCP. Lima, Perú: PUCP Fondo editorial, 3era Edición.

Braja M. Das (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. Traducido en México, 7ma Edición.

Hernández Pinedo, Luis Miguel Alexis (2012). Diseño estructural de un edificio de vivienda de albañilería confinada, Tesis para optar el título de Ingeniería Civil-PUCP. Lima, Perú.

Diaz Villalobos, José Letelier (2019). Riesgo sísmico en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura – Universidad Nacional de San Martín-Tarapoto, Tesis para optar el título de Ingeniería Civil-UNSM. Tarapoto, Perú.

Universidad Nacional de Ingeniería (2004). Guía para la construcción con albañilería, Laboratorio de Estructuras – División de ensayos a escala real - CISMID.

Aceros Arequipa (2007). Manual de Construcción para Maestro de Obra

Norma Técnica E.020 Cargas (2006) del Reglamento Nacional de Edificaciones. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MCVS).

Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018) del Reglamento Nacional de Edificaciones. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MCVS).

Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones (2018) del Reglamento Nacional de Edificaciones. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MCVS).

Norma Técnica E.060 Concreto Armado (2009) del Reglamento Nacional de Edificaciones. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MCVS).

Norma Técnica E.070 Albañilería (2006) del Reglamento Nacional de Edificaciones. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MCVS).

ANEXOS

PLANOS